



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

E.A.P. DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

**Estudio de hidrología y diseño hidráulico del sistema de
drenaje del camino rural Antabamba – Huancapampa
Km. 00+00 - Km. 40+150**

MONOGRAFÍA

Para optar el Título de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Rosendo Aroldo Zuñiga Escalante

**LIMA – PERÚ
2013**

DEDICATORIA

A mi Madre: Hermelinda por todo el tiempo y
esfuerzo dedicado a lo largo de mi formación.

A mis Hermanos: Magaly y Miguel por su
paciencia y comprensión.

INDICE

	Pagina
INTRODUCCION	
I. ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1 Generalidades.....	2
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Objetivos.....	2
II. MARCO TEORICO.....	3
2.1 Generalidades.....	4
2.2 Análisis Hidrológico.....	4
2.3 Climatología.....	4
2.3.1 La Atmosfera.....	5
2.3.2 El Ciclo Hidrológico.....	6
2.3.3 Precipitación.....	7
2.3.3.1 Variaciones de la Precipitación.....	8
2.3.4 Características de la Precipitacion Pluvial.....	9
2.3.4.1 Análisis de la Información Pluvial.....	9
2.3.4.2 Estadística Hidrológica.....	11
2.3.4.3 Medición de la Precipitacion.....	15
2.3.4.4 Precipitacion de Diseño.....	19
2.3.4.5 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	19
2.4 Cuenca de Drenaje.....	24
2.4.1 Definición.....	24
2.4.2 Delimitación de una Cuenca.....	24

2.4.3	Clasificación de Cuencas.....	24
2.4.4	Características Fisiográficas de una Cuenca.....	25
2.4.4.1	Área de la Cuenca.....	25
2.4.4.2	Perímetro de la Cuenca.....	26
2.4.4.3	Índice de Compacidad o Gravelius.....	26
2.4.4.4	Numero de Orden del Cauce.....	27
2.4.4.5	Pendiente del Canal.....	27
2.4.5	Características Físicas.....	32
2.5	Caudal Máximo de Diseño.....	33
2.5.1	Mediciones Directas.....	33
2.5.2	Correlaciones entre Precipitación y Caudal.....	34
2.5.2.1	Hidrógrama Unitario.....	34
2.5.2.2	Hidrógrama Sintético.....	37
2.5.2.3	Método Racional.....	44
2.6	Análisis Hidráulico de Obras de una Carretera.....	47
2.6.1	Drenaje Superficial.....	47
2.6.2	Drenaje Sub-Superficial.....	47
2.6.2.1	Sub-drenaje Convencional.....	48
2.6.2.2	Sub-drenaje Sintético.....	49
2.6.3	Obras de Drenaje.....	50
2.6.3.1	Alcantarillas.....	51
2.6.3.2	Badenes.....	57
2.6.3.3	Puentes y Pontones.....	57
2.6.3.4	Cunetas.....	58
III.	METODOLOGIA.....	63
3.1	Generalidades.....	64

3.2	Descripción del Proyecto.....	64
3.2.1	Ubicación.....	64
3.2.2	Accesibilidad.....	65
3.3	Información General de la Zona del Proyecto.....	65
3.3.1	Clima.....	65
3.3.2	Precipitación.....	66
3.3.3	Geomorfología.....	66
3.3.4	Hidrología.....	67
3.3.5	Cuencas Hidrológicas.....	68
3.3.6	Inventario de Estructuras de Drenaje Existente.....	68
3.3.7	Evaluación del Sistema de Drenaje.....	68
3.4	Análisis Hidrológico.....	70
3.4.1	Información Cartográfica y Pluviométrica.....	70
3.4.2	Análisis de la Precipitación Máxima en 24 Horas.....	71
3.4.3	Selección del Periodo de Retorno.....	73
3.4.4	Análisis de Frecuencia de la Precipitación Máxima En 24 Horas.....	73
3.4.5	Intensidad y Precipitación de Diseño.....	80
3.4.6	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.....	82
3.4.7	Estimación de Caudales Máximos de Diseño.....	85
3.4.7.1	Método del Hidrógrama Triangular.....	85
3.5	Análisis del Sistema de Drenaje.....	89
3.5.1	Alcantarillas.....	89
3.5.1.1	Capacidad de Descarga de Alcantarillas de Cruce....	89
3.5.1.2	Dimensionamiento de Alcantarillas a Reemplazar.....	90
3.5.1.3	Dimensionamiento de Alcantarillas Proyectadas.....	91

3.5.2	Badenes.....	97
3.5.2.1	Capacidad de Descarga de Badenes Existentes.....	97
3.5.2.2	Dimensionamiento de Badenes a Reemplazar.....	98
3.5.3	Puentes y Pontones.....	99
3.5.3.1	Capacidad de Descarga de Pontones Existentes....	100
3.5.4	Cunetas.....	101
IV.	COCLUSIONES.....	109
V.	RECOMENDACIONES.....	112
VI.	BIBLIOGRAFIA.....	114

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores críticos “d” para la prueba Kolgomorov-Smirnov.....	15
Tabla 2.2	Indicé de la ramificación del cauce principal de una cuenca.....	27
Tabla 2.3	Conjunto de Ecuaciones.....	37
Tabla 2.4	Valores para la determinación de coeficientes de escorrentía.....	37
Tabla 2.5	Dimensiones mínimas de Cuneta triangular típica.....	59
Tabla 3.1	Información Cartográfica.....	70
Tabla 3.2	Ubicación de las estaciones Hidrológicas.....	71
Tabla 3.3	Registros Históricos de precipitación Máxima en 24 Horas.....	72
Tabla 3.4	Análisis de distribución Pearson Type III.....	74
Tabla 3.5	Análisis de distribución Log Pearson Type III.....	75
Tabla 3.6	Análisis de distribución Gumbel Extremal Type.....	76
Tabla 3.7	Prueba de Kolgomorov – Smirnov–Pearson Type III.....	77
Tabla 3.8	Prueba de Kolgomorov – Smirnov–Log Pearson Type II.....	78

Tabla 3.9 Prueba de Kolgomorov – Smirnov–Distribución Gumbel.....	79
Tabla 3.10 Resumen de la Prueba ajuste KOLGOMOROV SMIRNNOV.....	80
Tabla 3.11 Lluvias máximas (mm).....	81
Tabla 3.12 Intensidades máximas.....	81
Tabla 3.13 Resultado del Análisis de Regresión.....	82
Tabla 3.14 Intensidades Máximas.....	83
Tabla 3.15 Caudales Máximos, Método del Hidrógrafa Triangular.....	88
Tabla 3.16 Caudales máximos de estructuras de cruce en quebradas.....	89
Tabla 3.17 Capacidad de descarga hidráulica de estructuras existentes.....	90
Tabla 3.18 Capacidad de descarga de estructuras de cruce a reemplazar.....	93
Tabla 3.19 Capacidad de descarga de estructuras de alcantarillas proyectadas.....	93
Tabla 3.20 Relación de Alcantarillas proyectadas.....	94
Tabla 3.21 Caudales máximos para los badenes existentes.....	97
Tabla 3.22 Capacidad de descarga de badenes existentes.....	98
Tabla 3.23 Capacidad de descarga de badén a reemplazar.....	99
Tabla 3.24 Caudales máximos de los pontones existentes.....	100
Tabla 3.25 Capacidad de descarga de pontones existentes.....	101
Tabla 3.26 Dimensiones mínimas de cuneta triangular típica.....	103
Tabla 3.27 Calculo de la capacidad de cunetas triangulares.....	104
Tabla 3.28 Relación de Cunetas Proyectadas.....	105

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1 El ciclo Hidrológico.....	7
Fig. 2.2 Pluviómetro simple.....	17
Fig. 2.3 Pluviógrafo.....	18

Fig. 2.4 Ejemplo Curva de Intensidad–Duración-Frecuencia.....	21
Fig. 2.5 Proyección plana de una cuenca.....	25
Fig. 2.6 Relación de Cuenca y Circulo.....	26
Fig. 2.7 Ejemplo de Aplicación del criterio de Alvord.....	28
Fig. 2.8 Hidrógrama Unitario Estándar e Hidrógrama Unitario Requerido.....	40
Fig. 2.9 Hidrógrama Adimensional del SCS.....	42
Fig. 2.10 Drenes Subterráneos.....	49
Fig. 2.11 Sub-dren de aguas subterráneas con Geotextil.....	50
Fig. 3.1 Curvas de Intensidad-Duración y Frecuencia.....	84
Fig. 3.2 Elementos Geométricos de una sección circular.....	91

ANEXO A

Tabla A-1 Coeficientes de duración – Lluvias entre 48 y 1 horas.

Tabla A-2 Coeficientes de rugosidad de Manning.

Tabla A-3 Inventario de estructuras existentes en el camino rural Antabamba -
Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150.

Tabla A-4 CN en función del uso de suelo y el uso hidrológico del suelo.

ANEXO B

Tabla B-1 Precipitación Máxima en 24 Horas – Estación Antabamba.

Tabla B-2 Precipitación Máxima en 24 Horas – Estación Challhuanca II.

Tabla B-3 Precipitación Máxima en 24 Horas – Estación Challhuanca.

ANEXO C

Panel Fotográfico.

ANEXO D

Plano 1 – Ubicación del proyecto.

Plano 2 – Plano de Sub-cuencas.

Plano 3 – Ubicación de Estaciones Pluviométricas.

ANEXO E

Glosario

INTRODUCCION

La presente Monografía Técnica hace referencia a las relaciones existentes entre las precipitaciones y el flujo superficial y el empleo de esta relación en la solución de problemas existentes con respecto al flujo de agua que cruzan las vías terrestres y que afectan la transitabilidad de las carreteras.

El objetivo de la presente Monografía Técnica es el mejoramiento del sistema de drenaje de las estructuras existente o en todo caso proponer una nueva que conducen el flujo superficial que atraviesan las carreteras.

Es importante en el ámbito de la ingeniería hidráulica tener conocimiento de los problemas que tienen que afrontar la mayoría de caminos y carreteras de nuestro país debido a su accidentada geografía, la importancia que tiene la aplicación de los métodos en la solución de los problemas de hoy en día, por otro lado la gran importancia que tiene también la aplicación de software y el conocimiento de su funcionamiento en la solución del cálculo numérico que hace que se ahorre tiempo valioso en la búsqueda de resultados.

En cuanto a la metodología empleada, en la presente Monografía Técnica, como primer paso se ha recolectado información básica, así como los registros proporcionados por instituciones reconocidas, las cuales se complementan para luego ser evaluadas y procesadas, del cual se obtienen resultados que servirán para el diseño y evaluación del sistema de drenaje y el planteamiento de una propuesta de solución del problema.

El siguiente trabajo consta de 3 capítulos en los cuales se abarcan diferentes aspectos que nos hacen comprender la importancia del tema en estudio, así pues el capítulo I

abarca el tema de aspectos generales del proyecto, el capítulo II menciona y describe el marco teórico respecto a los temas de interés para el proyecto, el capítulo III detalla la metodología empleada en el procesamiento de la información y por último las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos.

Cabe señalar que el marco conceptual en el que se desarrolla esta Monografía Técnica es el Estudio Hidrológico y Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje del Camino Rural Antabamba – Huancapampa, Km 00+000 – Km 40+150.

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 GENERALIDADES

La presente Monografía Técnica contiene las características generales del Estudio Hidrológico y Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje del Camino Rural Antabamba-Huancapampa”.

Este trabajo complementa la información obtenida del SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA (SENAMHI), el INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL y a esto se suma el estudio “PLAN DE DESARROLLO CONCERTADO DE LA PROVINCIA DE ANTABAMBA AL 2014” el cual es un estudio minucioso donde se encuentra el área de nuestro proyecto y que ha sido de gran aporte en la elaboración de la presente Monografía Técnica.

1.2 ANTECEDENTES

El expediente Final del proyecto “Mejoramiento del Camino Rural Antabamba – Huancapampa, km 00+000 - km. 40+150”, fue realizado en Marzo del 2007.

Este proyecto fue ejecutado en Enero del 2008 por PROVIAS DESCENTRALIZADO del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

1.3 OBJETIVOS

Los objetivos de la presente Monografía Técnica es la determinación de los parámetros hidráulicos a considerar en el diseño de las nuevas estructuras que se requieran incorporar, así como mejoras puntuales y reparación, rehabilitación, adecuación o reemplazo de las obras de drenaje existente del Camino Rural Antabamba - Huancapampa.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 GENERALIDADES

En el presente marco teórico se abordaran temas específicos relacionados con los conceptos teóricos que rigen el estudio y metodologías aplicadas en drenaje de carreteras, la mayoría de conceptos y metodologías provienen de estudios realizados con anterioridad por investigadores que dedicaron su tiempo a la investigación de los procesos hidrológicos del agua, así como las formulas hidráulicas que gobiernan el diseño de estructuras, mucho de los cuales tienen más de 100 años de vigencia y vienen siendo utilizadas y aplicadas hasta el día de hoy con gran éxito.

2.2 ANALISIS HIDROLOGICO

Es ampliamente conocido que uno de los factores, quizás el más importante, el agua, bajo las diversas formas de precipitación, agua subterránea y principalmente como escorrentía superficial, es el elemento que más daño hace a las vías de comunicación si es que estas no cuentan con un adecuado sistema de drenaje que permita evacuar suficientemente dicho escurrimiento.

Es por esto importante el análisis hidrológico que se le pueda dar a un estudio o proyecto de carreteras, desde la obtención y análisis de datos hasta la aplicación de metodologías en la solución de problemas en el drenaje de caminos.

2.3 CLIMATOLOGIA

2.3.1 LA ATMOSFERA

La atmosfera se define como aquella capa de aire que rodea a la tierra y donde se realiza parte del ciclo hidrológico.

La atmosfera resulta comportándose como un gran reservorio de vapor de agua, un sistema amplio de transporte de agua y un gran colector de calor.

- a) Composición.- la atmosfera está compuesta de aire seco y vapor de agua. La composición del aire seco es la siguiente, con los porcentajes en volumen:

Elemento	Porcentaje %
Nitrógeno	78
Oxígeno	21
Argón	0.94
Otros gases	0.06

Estos % medios son más o menos fijos hasta una altura de unos 20 km.

Fuente: Wendor Chereque Moran - Hidrología - 1989

- b) División.- Desde el punto de vista de la variación de la temperatura la atmosfera se divide en capas. Las que se conocen de ordinario son tres.
- Troposfera. Es la capa inferior de la atmosfera, comprendida desde el nivel del mar hasta unos 6 km. En los polos y unos 17 km. En el ecuador. La temperatura disminuye a razón de 0.6 C por cada 100

metros de ascenso. Se caracteriza por ser la zona de las perturbaciones atmosféricas. En ella se forman las nubes, tienen lugar los vientos, las lluvias, etc.

- Estratosfera. Se extiende por encima de la troposfera hasta una altitud de 30 a 40 km. La temperatura permanece sensiblemente constante en todo su espesor.

La superficie que separa la troposfera de la estratosfera es la tropopausa. Marca el límite de la atmósfera meteorológica.

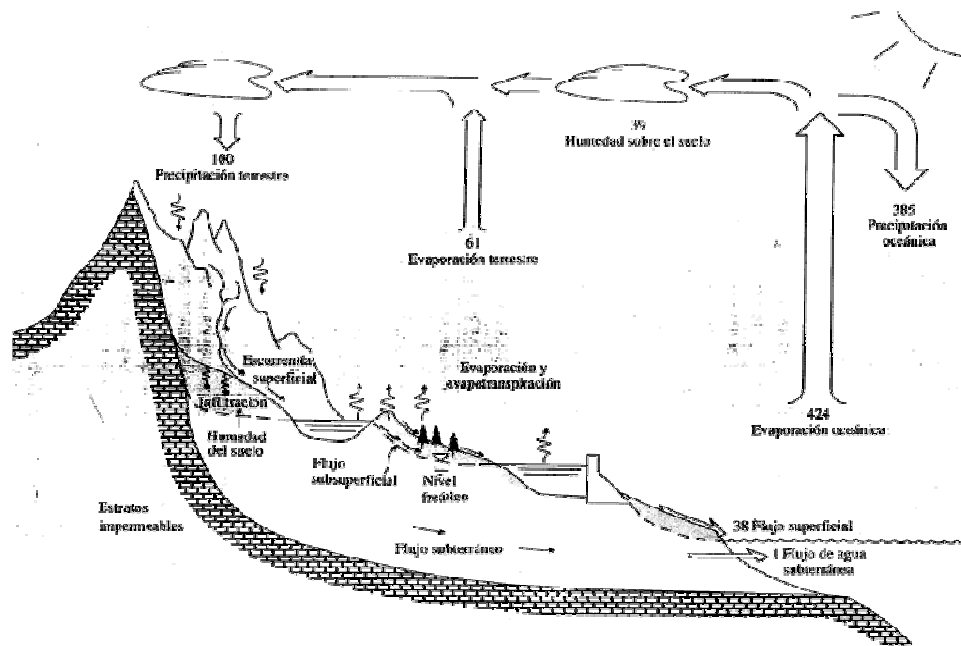
- La Ionosfera. Se ubica encima de la estratosfera y se desvanece gradualmente en el espacio. La temperatura aumenta con la altura.

2.3.2 EL CICLO HIDROLOGICO

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua en la figura 2.1 se muestra en forma esquemática como el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera: el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en el, correr a través del suelo como flujo sub-superficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia los ríos para formar la escorrentía

superficial, y finalmente fluye hacia el mar o se evapora en la atmosfera a medida que el ciclo hidrológico continúa.

Fig. 2.1: El ciclo hidrológico, indicando la proporción media global entre los diferentes procesos, tomando como referencia la precipitación sobre la tierra igual a 100.



Fuente: Chow Ven Te, 1994

2.3.3 PRECIPITACION

La precipitación incluye la lluvia y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre. Tales como granizo y nevisca. La formación de la precipitación requiere la elevación de una masa en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. Los tres mecanismos principales para la elevación de masas de aire son **la elevación frontal**, donde el aire caliente es elevado sobre aire frío por un pasaje frontal; **la elevación orográfica**. Mediante la cual una masa de aire se eleva para pasar por encima

de una cadena montañosa; y **la elevación convectiva**, donde el aire se arrastra hacia arriba por una acción convectiva, como ocurre en el centro de una celda de una tormenta eléctrica.

2.3.3.1 VARIACIONES DE LA PRECIPITACION

a) VARIACIONES GEOGRAFICAS

En general, la precipitación es mayor cerca al ecuador y disminuye al aumentar la latitud. Sin embargo, la irregularidad y orientación de las isoyetas en los mapas de precipitación media anual del mundo, indican que la distribución geográfica de la precipitación depende de factores más relevantes que la distancia desde el ecuador.

La fuente principal de humedad para la precipitación es la evaporación a partir de las superficies de grandes masas de agua. Es por esto que la precipitación tiende a ser mayor cerca a las costas.

b) VARIACIONES EN EL TIEMPO

Aunque algunas fracciones de registro de precipitación pueden sugerir una tendencia al aumento o a la disminución, existirá siempre una tendencia a regresar hacia la media; los periodos extraordinariamente húmedos tienden a ser balanceados por periodos secos. La irregularidad de estas fluctuaciones se ha investigado en muchas ocasiones. Aun cuando se ha registrado más de 100 ciclos aparentes, que varían en periodos desde 1 hasta 744 años, y la bibliografía registra numerosos esfuerzos para detectar

estas variaciones, con excepción de los cambios diurnos o estacionales, no se han podido demostrar concluyentemente ciclos persistentes, regulares, de alguna magnitud apreciable.

2.3.4 CARACTERISTICAS DE LA PRECIPITACION PLUVIAL

2.3.4.1 ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIAL

Las precipitaciones pluviales de agua medida con pluviómetros varían de un lugar a otro y, en un mismo lugar, de un tiempo a otro. Estas medidas son un numeroso conjunto de datos, que es necesario analizar y sintetizar en unos pocos valores manuable y fáciles de utilizar en proyectos hidráulicos. Entonces para esto se recurre a la estadística, escogiendo un modelo matemático que represente el comportamiento de la lluvia en el lugar de estudio.

a) Estimación de Datos Faltantes

Frecuentemente se encuentran registros en los cuales faltan datos de lluvias. Esto se debe a ausentismo del operador o a fallas instrumentales.

Para esto podemos utilizar un procedimiento llamado correlación por el cual se completan los datos faltantes. Para esto se utilizan los datos de estaciones índices, que si tienen los datos completos y que se seleccionan de modo que estén el más cerca posible y sean de altitud parecida a la estación de estudio. Para estos hay diferentes métodos de estimación como por ejemplo:

- Método del U.S. Weather Bureau
- Método de los Promedios
- Método de la recta de regresión

b) Análisis de Consistencia

Cualquier cambio en la ubicación, como en la exposición de un pluviómetro puede conllevar un cambio relativo en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro.

Una forma de detectar las inconsistencias es mediante el análisis de Doble Masa (CDM).

En la cual se construye una curva llevando en ordenadas los valores acumulados de la estación en estudio y en abscisas los valores acumulados de un patrón, que consiste en el promedio de varias estaciones índices.

c) Extensión del Registro

El tercer requisito para que un registro pluviométrico sea sometido a análisis probabilístico es que sea de extensión suficiente. No es posible precisar cuántos años debería tener un registro pluviométrico, pero si es evidente que cuanta mayor extensión tenga es mejor. En la práctica se presentan estaciones con muy pocos años, las mismas que pueden extenderse solo unos cuantos años más.

2.3.4.2 ESTADISTICA HIDROLOGICA

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos que pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas de las cuales las más recomendadas son:

a) Distribución Pearson Tipo III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}} \quad 2.1$$

Donde:

$\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ = Parámetros de la función

$\Gamma(\beta_1)$ = Función Gamma.

Los parámetros $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ se evalúan a partir de los datos de intensidades observadas (en este caso estimadas a partir de la lluvia máxima en 24 horas), mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1 \quad 2.2$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1 \quad 2.3$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \quad 2.4$$

Donde:

\bar{x} = Es la media de los datos

S^2 = variancia de los datos

$$\gamma = \text{coeficiente de sesgo, definido como: } \gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3} \quad 2.5$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} dx \quad 2.6$$

Sustituyendo

$y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1}$, la ecuación anterior se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1-1} e^{-y} dy \quad 2.7$$

Esta última ecuación es una función de distribución chi cuadrada con

$2\beta_1$ grados de libertad y también $\chi^2 = 2y$, es decir:

$$F(y) = F(\chi^2 | \nu) = F(\chi^2 | 2\beta_1) \quad 2.8$$

La función chi cuadrado se encuentra en tablas estadísticas.

b) Distribución Log Pearson Tipo III

Si se toman los logaritmos de la variable aleatoria y suponiendo que estos se comportan según la distribución Pearson Tipo III, se tiene la

función Log Pearson Tipo III. Para la solución se sigue el mismo procedimiento que la distribución Pearson Tipo III.

c) Distribución Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene " n " eventos. Si se selecciona el máximo " x " de los " n " eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que " n " aumenta, la función de distribución de probabilidad de " x " tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad 2.9$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]} \quad 2.10$$

Donde α y β son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad 2.11$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S \quad 2.12$$

Para muestras relativamente pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S} \quad 2.13$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha \quad 2.14$$

Los valores de μ_y y σ_y se encuentran en tablas.

d) Prueba de Bondad del Ajuste

Las pruebas de bondad del ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría de estadística, las pruebas de bondad del ajuste más conocidas son la X^2 (chi-cuadrado) y la de Kolgomorov – Smirnov, para nuestro caso se usara la prueba de Kolgomorov – Smirnov.

Prueba Kolgomorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx. } |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad 2.15$$

Con un valor crítico “d” que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla 2.1). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 (chi cuadrado) de que compara los datos con el modelo estadístico si

necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1) \quad 2.16$$

Donde m es el numero de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

TABLA 2.1

Valores Críticos “d” para la Prueba Kolgomorov – Smirnov

Tamaño de la Muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio 1999

2.3.4.3 MEDICION DE LA PRECIPITACION

La precipitación se mide en términos de lámina de agua (hp), y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lámina de agua, indica la altura del agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó.

Los aparatos de medición, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición, se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones, en pluviómetros y pluviógrafos, fundamentalmente existen tres tipos de instrumentos.

- a) Pluviómetros Simples.- En principio cualquier recipiente abierto de paredes verticales puede servir de pluviómetro, porque lo que interesa es retener el agua llovida para luego medirla. En el sistema métrico se mide en milímetros y decimos de mililitro. Sin embargo, es importante que las dimensiones de estos instrumentos sean normalizadas para poder comparar las medidas tomadas en diferentes localidades.

El pluviómetro estándar del U.S. National Weather Service consta de un recipiente cilíndrico, un embudo colector de diámetro 8" y un tubo medidor de área igual a un decimo del área del embudo colector; de esta manera, 1 mm. De lluvia llenara el tubo medidor 10 mm. Con el cual se mejora la precisión de la lectura. Con una regla graduada en mm. Es posible estimar hasta los décimos de mm.

Cuando se espera que nevé se retiran tanto el embudo como el tubo y se recibe la nieve en el depósito cilíndrico después que la nieve se ha fundido se vierte en el tubo medidor.

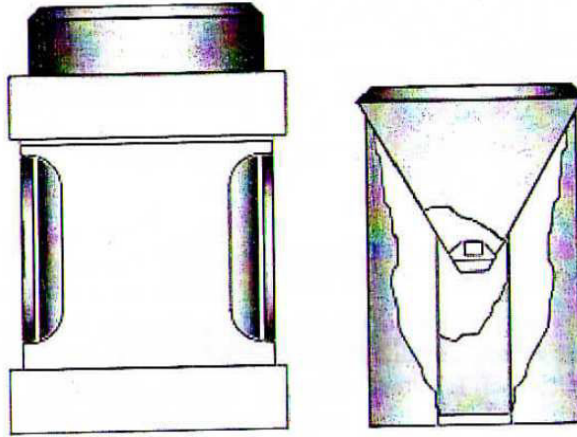


Fig. 2.2: Pluviómetro Simple

- b) Pluviómetros Registradores (pluviógrafo).- los pluviómetros simples solo registran la cantidad de lluvia caída; no nos dicen nada acerca de la intensidad que ella adquiere en el transcurso de la precipitación, lo cual se consigue con los pluviógrafos. La intensidad de lluvia es un parámetro importante para el diseño de obras hidráulicas como veremos más adelante.

La descripción de estos pluviómetros puede verse en la referencia C. Básicamente, el agua es recibida por un embudo y conducida a un depósito con doble comportamiento, oscilante alrededor de un pivote. El movimiento oscilante del pivote es transmitido a una aguja que va marcando su trazo en un papel enrollado sobre un tambor que gira gracias a un mecanismo de relojería. El gráfico resultante recibe el nombre de pluviograma.

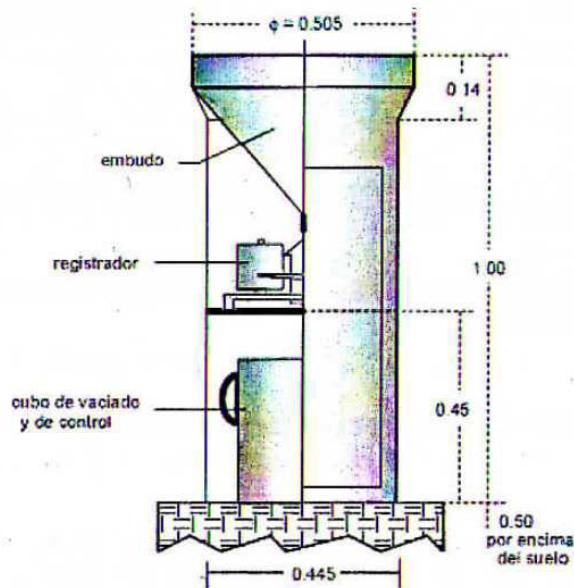


Fig. 2.3: Pluviógrafo.

- c) **Pluviómetros Totalizadores.**- se utilizan cuando hay necesidad de conocer la pluviometría mensual o estacional de una zona de difícil acceso, donde solo se va unas pocas veces al año. Estos pluviómetros acumulan el agua llovida durante un periodo de tiempo más o menos largo. Para proteger el agua de la congelación se usa cloruro de calcio u otro anticongelante, y para protegerla de la evaporación una capa de aceite.

Instalación: deben evitarse las instalaciones en los tejados y laderas con mucho viento. El mejor lugar para instalar un pluviómetro será aquel donde haya una superficie plana rodeada con arbustos o arboles que sirven de protectores contra el viento, pero estos no deben estar tan cerca al pluviómetro que lo obstruyan.

2.3.4.4 PRECIPITACION DE DISEÑO

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una precipitación de diseño o tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia - escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto. Mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. La tormenta de diseño puede basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietograma de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia – escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas.

2.3.4.5 CURVAS INTENSIDAD - DURACION – FRECUENCIA

La intensidad es la tasa temporal de la precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad 2.17$$

Donde P es la Profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia son un elemento de diseño que relaciona la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

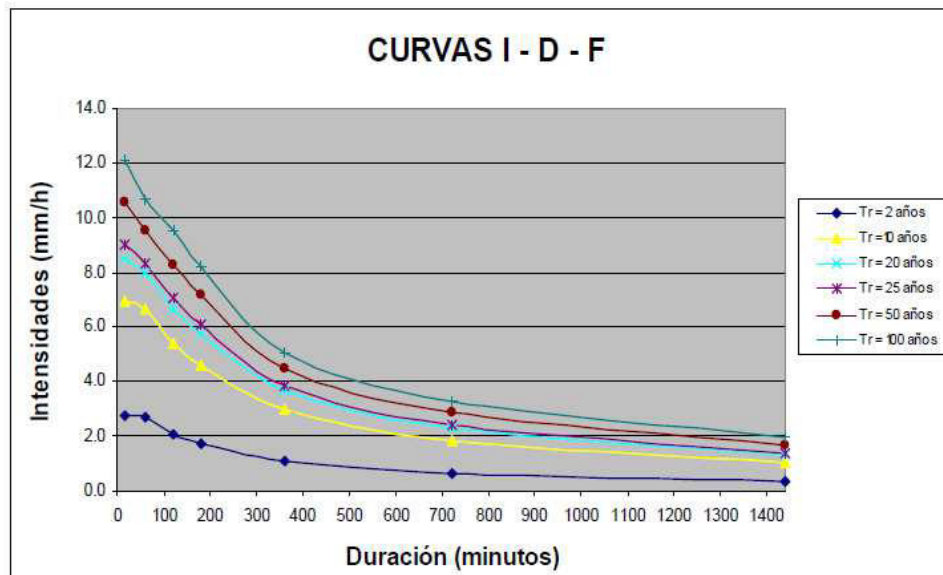
Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietógramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietógramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año de registro. El mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia asociando modelos probabilísticos. Así se consigue una asignación de probabilidad para la

intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un grafico único de intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el periodo de retorno, tal como se muestra en la figura 2.4.

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

Fig. 2.4: Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima



Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC - 2009

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una grafica. Un modelo general es el siguiente:

$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \quad 2.18$$

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el periodo de retorno.

Asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la esorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo de la salida.

En nuestro país debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas. Por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración: en la Tabla A-1 ubicada en el Anexo A, se muestran coeficientes de duración entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La Expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left[\frac{d}{1440} \right]^{0.25} \quad 2.19$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad 2.20$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.4 CUENCA DE DRENAJE

2.4.1 DEFINICION

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para punto de su recorrido.

2.4.2 DELIMITACION DE UNA CUENCA

La delimitación de una cuenca, se realiza sobre un plano o mapa de curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuarum (parteaguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

2.4.3 CLASIFICACION DE CUENCAS

Una cuenca se puede clasificar según su tamaño en cuenca grande y cuenca pequeña.

- a) Cuenca Grande.- es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas (pendiente, elevación, área, cauce).
Una cuenca, para fines prácticos, se considera grande, cuando el área es mayor a 250 km².
- b) Cuenca Pequeña.- es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las

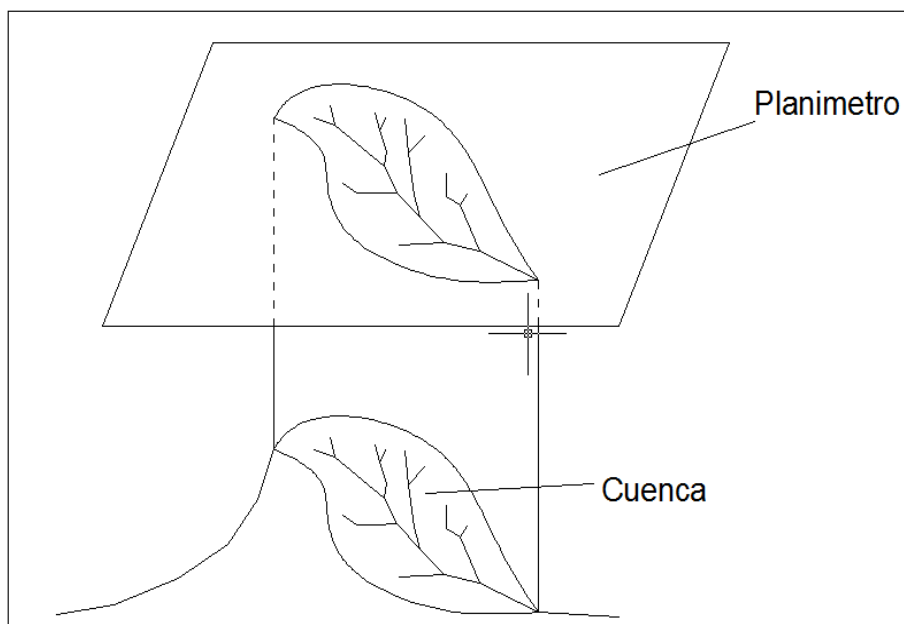
características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varíe desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos se considera 250 km^2 .

2.4.4 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE UNA CUENCA

2.4.4.1 AREA DE LA CUENCA

Corresponde al área de proyección plana de la cuenca de drenaje en un plano horizontal. Se usa muchas veces como un planímetro para regionalización, ver figura 2.5.

Fig. 2.5: Proyección Plana de una cuenca en un plano horizontal.



Fuente: Máximo Villón Bejar - 2002

2.4.4.2 PERIMETRO DE LA CUENCA

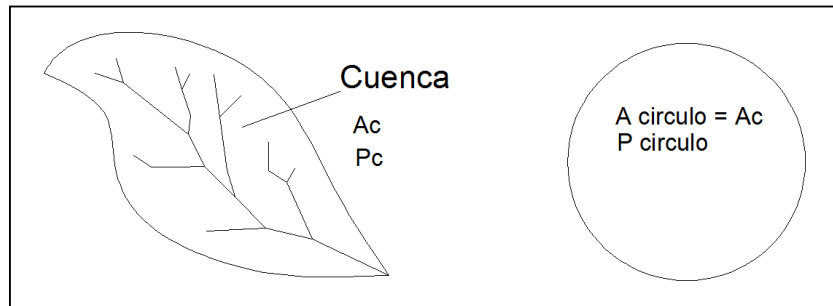
Corresponde a la longitud total de la divisoria proyectada al plano horizontal. Se mide con el curvímeter.

2.4.4.3 INDICE DE COMPACIDAD O GRAVELIUS

Este índice da una idea de la forma de la cuenca relacionando el perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo correspondiente al área de una cuenca, ver figura 2.6.

$$I_C = \frac{P_C}{P_{CIRC.}} = 0.28 * \frac{P_C}{\sqrt{A_C}} \quad 2.21$$

Fig. 2.6: Relación de Cuenca y Círculo.



Fuente: Máximo Villón Bejar - 2002


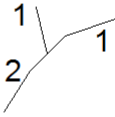
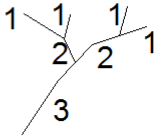
$I_C = 1.0$, Indica la forma ideal de una cuenca y sería un embudo de embocadura circular.

2.4.4.4 NUMERO DE ORDEN DEL CAUCE

Es un índice de la ramificación del cauce principal de una cuenca, ver Tabla 2.2.

TABLA 2.2

Índice de la ramificación del cauce principal de una cuenca.

Orden Rio	Caracteristica	Grafica
1	Sin ramificacion	
2	Ramificacion de orden 1	
3	Ramificacion de Orden 2	

Fuente: Máximo Villón Bejar - 2002

Se incrementa en una unidad cuando convergen dos corrientes del mismo orden sino es así el orden no varía.

2.4.4.5 PENDIENTE DEL CANAL

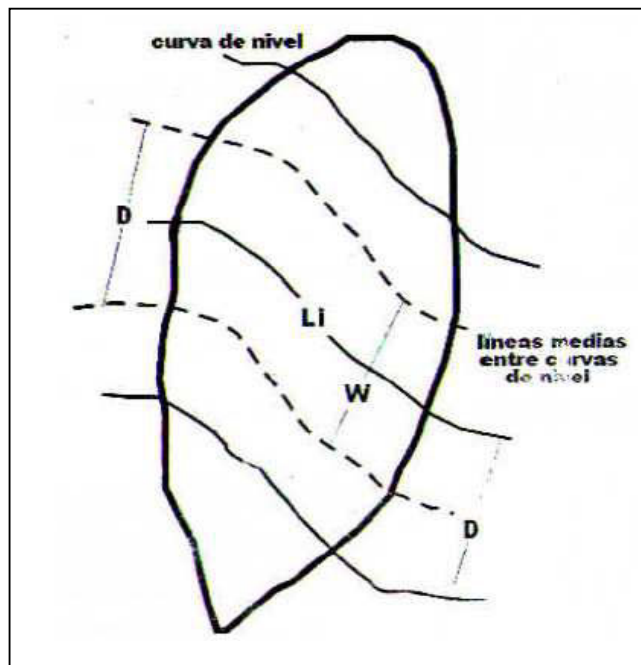
La pendiente del canal, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje y tiene una importancia directa en la relación a la magnitud de crecidas.

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca entre las que se pueden citar.

a) Criterio de Alvord

Este criterio está basado, en la obtención previa de las pendientes existentes entre las curvas de nivel. Dividiendo el área de la cuenca, en áreas parciales por medio de sus curvas de nivel y las líneas medias de las curvas de nivel, ver figura 2.7.

Fig. 2.7 Ejemplo de aplicación del criterio de Alvord.



Fuente: Máximo Villón Bejar - 2002

La pendiente de una porción del área de la cuenca será:

$$S_i = \frac{D}{W_i} \quad 2.22$$

Donde:

S_i = pendiente media de la faja

D = desnivel entre las líneas medias. Como son líneas intermedias entre curvas de nivel, se puede aceptar que el desnivel entre dichas curvas.

$$W_i = \frac{a_i}{L_i}$$

a_i = área de la faja ($a_i = W_i * L_i$)

L_i = longitud de la curva de nivel

Luego, la pendiente ponderada de toda la cuenca es:

$$S = \frac{S_1 a_1 + S_2 a_2 + \dots + S_n a_n}{a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n} \quad 2.23$$

Como:

$$S = \frac{D}{W_i} = \frac{D}{\frac{a_i}{l_i}} = \frac{D l_i}{a_i} \quad 2.24$$

Sustituyendo (2.24) en (2.23), resulta:

$$S = \frac{\frac{D l_1}{a_1} a_1 + \frac{D l_2}{a_2} a_2 + \frac{D l_3}{a_3} a_3 + \dots + \frac{D l_n}{a_n} a_n}{A}$$

$$S = \frac{Dl_1 + Dl_2 + Dl_3 + + Dl_n}{A} \quad 2.25$$

Para $D=\text{cte.}$

$$S = \frac{D(l_1 + l_2 + l_3 + + l_n)}{A}$$

Haciendo $L = \sum l$ longitud total de las curvas de nivel de cuenca se tiene:

$$S = \frac{DL}{A} \quad 2.26$$

Donde:

S = Pendiente de la cuenca

D = Desnivel constante entre curvas de nivel en km.

L = Longitud total de las curvas de nivel Desnivel constante entre curvas de nivel, en km.

A = Área de la cuenca, en km^2 .

Para el caso en que, no sea constante (eso puede suceder en la parte más alta y más baja de la cuenca), de la ecuación 2.25.

$$S = \frac{D_1l_1 + D_2l_2 + D_3l_3 + + D_nl_n}{A}$$

O también

$$S = \frac{D_1 l_1 + D(l_2 + l_3 + \dots + l_{n-1}) + D_n l_n}{A} \quad 2.27$$

Donde:

S = Pendiente media de la faja

D_1 = Desnivel entre la parte más baja, en km.

D_n = Desnivel entre la parte más alta, en km.

D = Desnivel constante entre curvas de nivel, en km.

A = Área de la cuenca, en km².

b) Criterio del rectángulo equivalente

Con este criterio, para hallar la pendiente de la cuenca, se toma la pendiente media del rectángulo equivalente, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \quad 2.28$$

Donde:

S = pendiente de la cuenca

H = desnivel total (cota en la parte más alta – cota en la estación de aforo), en km.

L = lado mayor del rectángulo equivalente, en km. Este criterio, no proporciona un valor significativo de la pendiente de la cuenca, pero puede tomarse como una aproximación.

2.4.5 CARACTERISTICAS FISICAS

- a) Superficie.- Se refiere al área proyectada en un plano horizontal y esta a su vez se determina con un planímetro.
- b) Topografía.- Se describe a través de dos gráficos característicos:
 - b1) Curva Hipsométrica.- Representa la relación entre la altitud en m.s.n.m. y la superficie que queda por encima de dicha altitud.
 - b2) Polígono de Frecuencia de Altitudes.- Es la representación grafica de la distribución en porcentaje de las superficies por diferentes escalones altitudinales.
- c) Altitudes Características.- se obtienen a partir de los gráficos anteriores.
 - c1) Altitud Media.- Es la ordenada media de la curva hipsométrica. Divide a la cuenca en dos áreas iguales.
 - c2) Altitud más Frecuente.- Es el escalón que alberga el mayor porcentaje de área.
- d) Geología y Suelos.- Esta información es útil sobre todo para el estudio de las napas de agua subterránea y para la determinación de la escorrentía, porque la geología y el tipo de suelo son factores importantes de la infiltración.
- e) Cobertura.- en este campo nos referimos al tipo de cubierta vegetal que tiene la cuenca, que también viene a ser un factor importante en la determinación de la escorrentía.

2.5 CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO

2.5.1 MEDICIONES DIRECTAS

Este es un método hidráulico, llamado de sección y pendiente, en el cual el caudal máximo se estima después del paso de una avenida, con base en datos específicos obtenidos en campo. Los trabajos de campo incluyen:

- a) Selección de un tramo de río representativo, suficientemente profundo, que contenga al nivel de las aguas máximas.
- b) Levantamiento de secciones transversales en cada extremo del tramo elegido, y determinar:

A_1, A_2 = Áreas hidráulicas

P_1, P_2 = Perímetros mojados

R_1, R_2 = Radios hidráulicos, $R_1 = \frac{A_1}{P_1}$

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

$$R = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

- c) Determinar la pendiente S , de la superficie libre de agua con las huellas de la avenida máxima en análisis.
- d) Elegir el coeficiente de rugosidad n de Manning de acuerdo a las condiciones físicas del cauce
- e) Aplicación de la formula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad 2.29$$

Donde:

Q = Caudal máximo, m³/s

n = Coeficiente de rugosidad.

A = Área Hidráulica promedio, m².

R = Radio hidráulico promedio, m.

S = Pendiente, m/m.

2.5.2 CORRELACIONES ENTRE PRECIPITACION Y CAUDAL

2.5.2.1 HIDROGRAMA UNITARIO

“El Hidrógrama Unitario es la función respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico lineal. Propuesto por primera vez por Sherman (1932). El Hidrógrama Unitario (conocido originalmente como grafica unitaria) de una cuenca, se define como el hidrógrama de esorrentía directa (DRH, por sus siglas en ingles) resultante de una pulgada. (Usualmente tomado 1cm. en unidades SI) de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Originalmente, Sherman utilizo la palabra unitario para denotar un tiempo unitario, pero desde entonces se ha interpretado frecuentemente como una profundidad unitaria de exceso de lluvia. Sherman clasifico la esorrentía en esorrentía superficial y esorrentía de agua subterránea y definió el hidrógrama unitario para ser usado únicamente con la esorrentía superficial.

El hidrógrama unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el Hidrógrama resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones básicas son inherentes en este modelo:

- El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- El exceso de precipitación esta uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base de DRH (la duración de la escorrentía directa) resultante de un exceso de lluvia de una duración es constante.
- Las ordenadas de todos los DRH de una base de tiempo común son directamente proporcionales a la cantidad total de escorrentía directa representada por cada hidrógrama.
- Para una cuenca dada, la hidrógrafa resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca.

En condiciones naturales, dichas suposiciones no se satisfacen en forma perfecta. Sin embargo, cuando la información hidrológica que va a utilizarse se selecciona cuidadosamente de tal manera que llegue a cumplir en forma aproximada dichas suposiciones, los resultados obtenidos por el modelo de hidrógrama unitario generalmente son aceptables para propósitos prácticos (heerdegen, 1974). A pesar de que el modelo fue desarrollado originalmente para cuencas grandes, se ha encontrado que puede aplicarse a cuencas pequeñas desde menos de 0.5 hectáreas hasta 25 km². En algunos casos no puede usarse el modelo debido a que una o más de las suposiciones no son

satisfechas ni siquiera en forma aproximada. Por ejemplo, se considera que el modelo es inaplicable a la escorrentía producida por la nieve o el hielo.

a) DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO

La ecuación de convolución discreta permite el cálculo de la escorrentía directa Q_n dado un exceso de lluvia P_m y el Hidrógrama Unitario U_{n-m+1} .

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad 2.30$$

El proceso inverso llamado deconvolución, es necesario para deducir un Hidrógrama unitario dado una información de P_m y Q_n , supóngase que existen M pulsos de exceso de lluvia y N pulsos de escorrentía directa en la tormenta considerada; luego pueden escribirse N ecuaciones para Q_n , $n = 1, 2, \dots, N$, en términos de $N-M+1$ valores desconocidos del Hidrógrama unitario, tal como se muestra en la Tabla 2.3.

Si P_m y Q_n son conocidos y se requiere U_{n-m+1} , el conjunto de ecuaciones en la tabla este sobre determinado, debido a que existen más ecuaciones (N) que incógnitas ($N-M+1$)

TABLA 2.3
CONJUNTO DE ECUACIONES

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 U_1 \\
 Q_2 &= P_2 U_1 + P_1 U_2 \\
 Q_3 &= P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3 \\
 &\vdots \\
 Q_M &= P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M \\
 Q_{M+1} &= 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1} \\
 &\vdots \\
 Q_{N-1} &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_M U_{N-M} + P_{M-1} U_{N-M+1} \\
 Q_N &= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_M U_{N-M+1}
 \end{aligned}$$

Fuente: Ven Te Chow, 1994

2.5.2.2 HIDROGRAMA SINTETICO

El Hidrógrama unitario calculado a partir de la información de lluvia y caudal de una cuenca se aplica solamente a la cuenca y al punto del cauce en donde se midieron los caudales. Los hidrogramas unitarios sintéticos se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

a) Hidrógrama Unitario Sintético de Snyder

Snyder realizó estudios en cuencas de los Montes Apalaches (EEUU), con áreas de 30 a 30000 km² y encontró relaciones sintéticas de un *hidrógrama unitario estándar* (Figura 2.8a) a partir de las cuales pueden calcularse las características de un *hidrógrama unitario requerido* (Figura

2.8b). Para una duración de lluvia efectiva determinada, los parámetros del hidrógrama unitario requerido son:

- a. Retardo de la cuenca, t_{pR} : diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma efectivo y el pico del hidrógrama unitario.
- b. Caudal punta o pico por unidad de área de la cuenca, q_{pR}
- c. Tiempo base, t_b
- d. Ancho W_{50} [T] del hidrógrama unitario al 50 % del caudal pico
- e. Ancho W_{75} [T] del hidrógrama unitario al 75 % del caudal pico

Snyder definió el hidrógrama unitario estándar como aquel que cumple que:

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} \quad 2.31$$

Donde t_r es la duración de la lluvia efectiva y t_p el tiempo de retardo, ambos del hidrógrama unitario estándar. Además encontró que para un hidrógrama unitario estándar el tiempo de retardo es:

$$t_p = 0.75 C_t (L * L_c)^{0.3} \quad 2.32$$

Donde L es la longitud del cauce principal hasta la divisoria de aguas arriba [km.], L_c es la distancia desde la salida de la cuenca hasta el punto del cauce principal más cercano al centroide del área de la cuenca [Km.] y C_t es un coeficiente que varía entre 1,35 (pendientes altas) y 1,65 (pendientes bajas). También para el hidrógrama unitario estándar se encontró que el caudal pico por unidad de área es:

$$q_p = \frac{2.75 * C_p}{t_p} \quad 2.33$$

Donde C_p es un coeficiente que varía entre 0,56 y 0,69. Para calcular los coeficientes C_t y C_p de una cuenca instrumentada se sigue el siguiente procedimiento:

- Se miden L y L_c de un mapa de la cuenca.
- De un hidrógrama unitario deducido con una lluvia efectiva y un hidrógrama de caudales, que será nuestro "hidrógrama unitario requerido", se obtiene t_R , t_{pR} y q_{pR} .
- Si $t_{pR} \approx 5,5 t_R$, entonces se considera $t_{pR} = t_p$, $q_{pR} = q_p$ y se calculan C_t y C_p de las ecuaciones correspondientes.
- Si t_{pR} es muy distinto de $5,5 t_R$, el tiempo de retardo estándar es

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$$

Que se resuelve junto con $t_p = 5,5 t_r$ para calcular t_r y t_p , luego se calculan C_t y C_p con $t_{pR} = t_p$ y $q_{pR} = q_p$

Las restantes relaciones necesarias para encontrar el hidrógrama unitario correspondiente a nuestra cuenca son:

$$q_{pR} = \frac{q_p * t_p}{t_{pR}} \quad 2.34$$

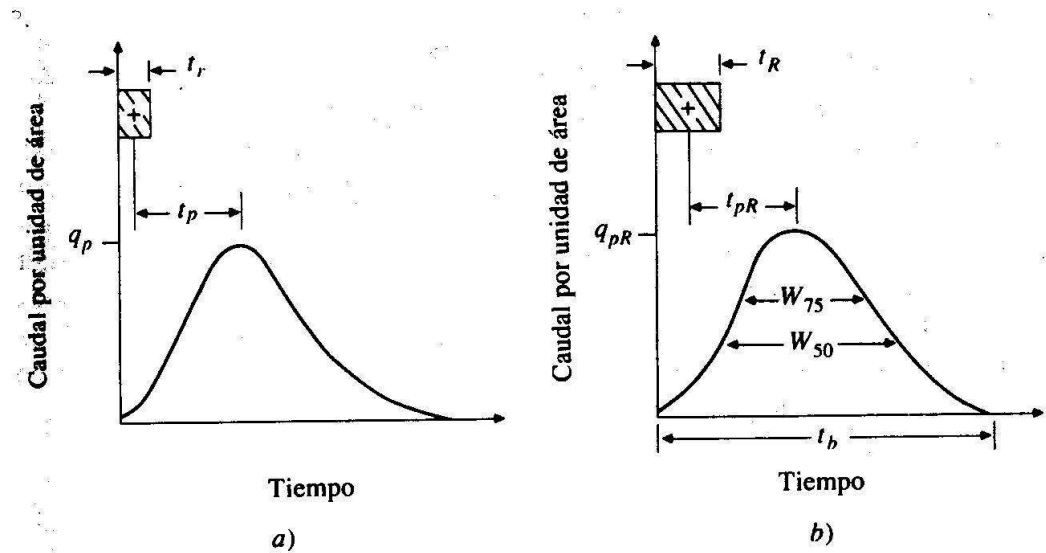
$$t_p = \frac{5.56}{q_{pR}} \quad 2.35$$

$$W_{50} = 2.14(q_{pR})^{-1.08} \quad 2.36$$

$$W_{75} = 1.22(q_{pR})^{-1.08} \quad 2.37$$

Se acostumbra distribuir el ancho W de manera tal que quede una tercera parte antes del tiempo al pico y dos terceras partes después del tiempo al pico.

Figura 2.8: a) Hidrógrama unitario estándar ($t_p = 5,5 \text{ tr}$);
b) Hidrógrama unitario requerido ($t_p \neq 5,5 \text{ tr}$).



Fuente: Chow Ven Te. 1994.

Espey, Altman y Graves (1977) han adaptado estas relaciones para hidrogramas unitarios de 10 minutos de duración, basándose en datos

experimentales de 41 cuencas con tamaños desde 0,04 hasta 43 km² y con porcentajes de impermeabilidad del 2 al 100%.

b) Hidrógrama Adimensional del SCS

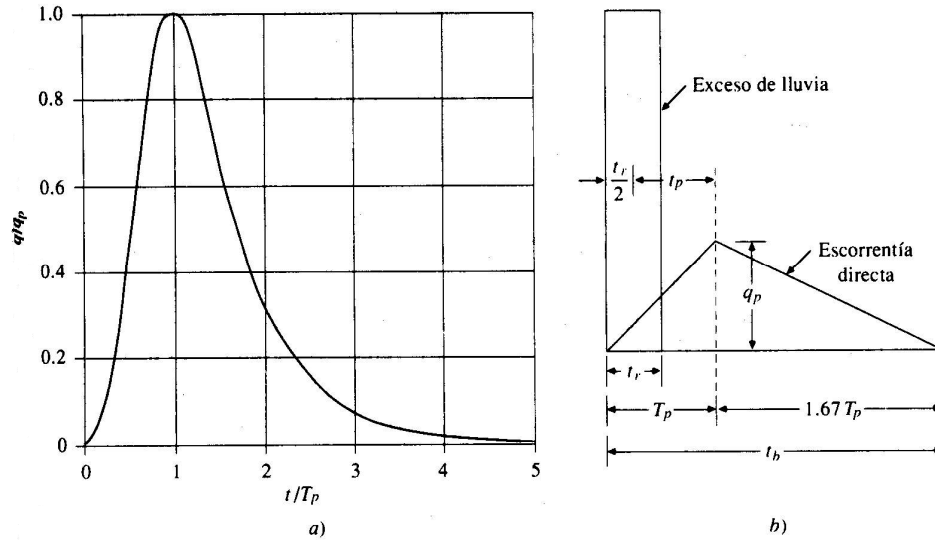
El hidrógrama adimensional del SCS (Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU.) es un hidrógrama unitario sintético en el cual se expresan los caudales en función del caudal pico, q_p y los tiempos en función del tiempo al pico, T_p (Figura 2.9a). Los valores de q_p y T_p se estiman basándose en el hidrógrama unitario triangular del SCS (Figura 2.9b).

Basándose en una gran cantidad de hidrogramas unitarios, el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse a $1,67 T_p$. Como el área del hidrógrama es igual a 1cm, se demuestra que:

$$q_p = \frac{2.08 * A}{T_p} \quad 2.38$$

Donde q_p es el caudal pico [m³/s·cm], A es el área de drenaje [km²] y T_p es el tiempo al pico [hs].

Figura 2.9: a) hidrógrama adimensional del SCS; b) hidrógrama unitario triangular.



Fuente: Chow Ven Te, 1994.

b.1) Tiempo de concentración de la cuenca, T_c : es el tiempo que tarda una gota de agua en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida.

De acuerdo con esta definición, según análisis realizados en cuencas españolas, podría calcularse el tiempo de retardo, t_p , también llamado t_{lag} , como:

$$t_{lag} \approx 0.35 * T_c \quad 2.39$$

De esta manera el tiempo al pico será:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad 2.40$$

Donde t_r es la duración de la lluvia efectiva.

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad 2.41$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del curso principal en metros

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m

Fórmula de Temes:

$$T_c = 0.30 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \quad 2.42$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

Fórmula de Bransby Williams.

$$T_c = 0.2433 \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}} \quad 2.43$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

A = Área de cuenca en Km^2 .

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

2.5.2.3 METODO RACIONAL

Existe una gran variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional. Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una formula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

El uso de este método, tiene una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo.

El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a $13 km^2$.

En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por la lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más

alejados aun no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca de la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la formula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \quad 2.44$$

Donde:

Q = Caudal máximo, m³/s

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr

A = Área de la cuenca, en km².

El método asume que:

- La magnitud de una descarga originada por cualquier intensidad de precipitación alcanza su máximo cuando esta tiene un tiempo de duración igual o mayor que el tiempo de concentración.
- La frecuencia de ocurrencia de la descarga máxima es igual a la de la precipitación para el tiempo de concentración dado.
- La relación entre la descarga máxima y tamaño de la cuenca es para la misma que entre la duración e intensidad de la precipitación.

- El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las tormentas que se produzcan en una cuenca dada.

Para efectos de la aplicabilidad de ésta fórmula, el coeficiente de escorrentía "C" varía de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona: topografía, naturaleza del suelo y vegetación de la cuenca, como se muestra en la tabla 2.4.

TABLA 2.4
VALORES PARA LA DETERMINACION DE COEFICIENTES DE
ESCORRENTIA

Condición	Valores			
	K ₁ =40	K ₁ =30	K ₁ =20	K ₁ =10
1. Relieve del terreno	Muy accidentado pendiente superior al 30%	Accidentado pendiente entre 10% y 30%	Ondulado pendiente entre 5% y 10%	Llano pendiente inferior al 5%
2. Permeabilidad del suelo	K ₂ =20	K ₂ =15	K ₂ =10	K ₂ =5
	Muy impermeable Roca sana	Bastante impermeable Arcilla	Permeable	Muy permeable
3. Vegetación	K ₃ =20	K ₃ =15	K ₃ =10	K ₃ =5
	Sin vegetación	Poca menos del 10% de la superficie	Bastante hasta el 50% de la superficie	Mucha hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de retención	K ₄ =20	K ₄ =15	K ₄ =10	K ₄ =5
	Ninguna	Poca	Bastante	Mucha

K=K ₁ +K ₂ +K ₃ +K ₄	C
100	0.80
75	0.65
50	0.50
30	0.35
25	0.20

Fuente: Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito, MTC.

2.6 ANALISIS HIDRAULICO DE OBRAS DE DRENAJE DE UNA CARRETERA

2.6.1 DRENAJE SUPERFICIAL

El objetivo del drenaje transversal de la carretera es evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su estructura, la cual discurre por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia.

El elemento básico del drenaje transversal se denomina alcantarilla, considerada como una estructura menor, su densidad a lo largo de la carretera resulta importante e incide en los costos, por ello, se debe dar especial atención a su diseño.

Las otras estructuras que forman parte del drenaje transversal son el badén y el puente, siendo este ultimo de gran importancia, cuyo estudio hidrológico e hidráulico que permite concebir su diseño, tiene características particulares.

El objetivo principal en el diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal es determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo solido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.

2.6.2 DRENAJE SUB-SUPERFICIAL

El drenaje subterráneo se proyecta con el objetivo de interceptar, conducir y/o desviar los flujos sub-superficiales (subterráneos) que se encuentren en el suelo de fundación de la carretera y/o provenientes de los taludes adyacentes, ver figura 2.10.

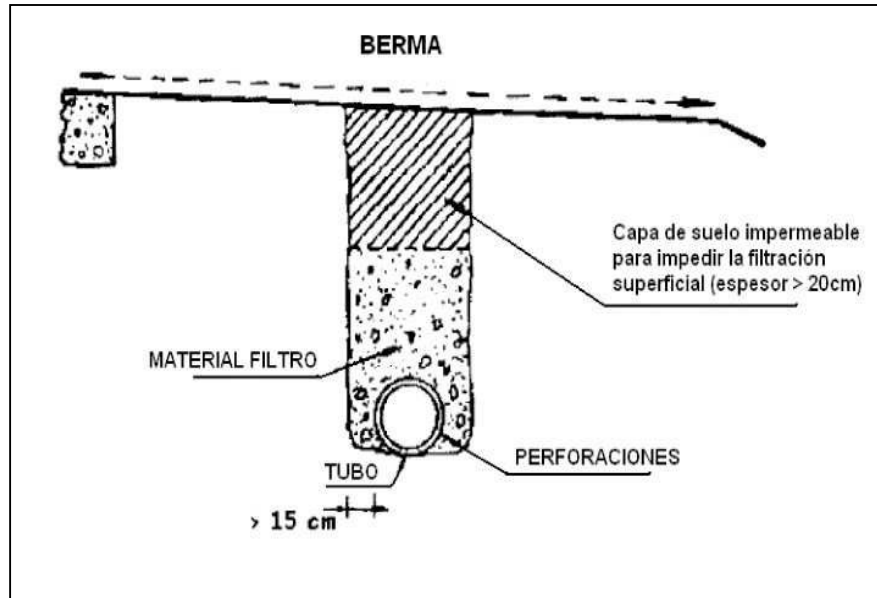
El efecto del agua en el pavimento es perjudicial, por lo que debe ser evacuada a través de sistemas de drenaje superficial y subterráneo. Debe conocerse tanto su procedencia como su caudal, así como el marco geográfico que se encuentra. Los efectos desfavorables son múltiples: arrastre y expulsión de finos, acelerando el fallo estructural de la calzada y acortando su vida útil. Para el buen funcionamiento del sistema de sub-drenaje se requiere una pendiente adecuada y una buena red de evacuación de agua. Por último, se contempla el uso de materiales geotextiles debido a su durabilidad, evitando que las capas drenantes se colmaten y pierdan su funcionalidad.

2.6.2.1 SUBDRENAJE CONVENCIONAL

El sub-drenaje está constituido por zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas en material filtrante y elementos de captación y transporte de agua (tubo perforado).

Generalmente se usan en los siguientes casos:

- Colocado longitudinalmente al pie de los taludes de corte para interceptar filtraciones y flujos superficiales que llegan a la carretera.
- Longitudinalmente en un terraplén, ubicado en la zona donde discurre el agua subterránea.
- Formando parte de un sistema de drenes transversales y longitudinales o dispuestos como una “espina de pescado”, a fin de evacuar el flujo sub superficial presente en la zona de emplazamiento de la carretera.

Fig. 2.10: DRENES SUBTERRANEOS

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2009

2.6.2.2 SUBDRENAJE SINTETICO

Debido a la dificultad que existe en algunos casos de obtener materiales naturales para los sub-drenes y con el desarrollo de nuevas tecnologías como las mallas sintéticas, se vienen usando los sub-drenes sintéticos. Estos sub-drenes consisten en tres elementos básicos.

a. Geomalla

La geomalla es una red sintética construida de tal manera que se forman unos canales que facilitan el flujo de agua

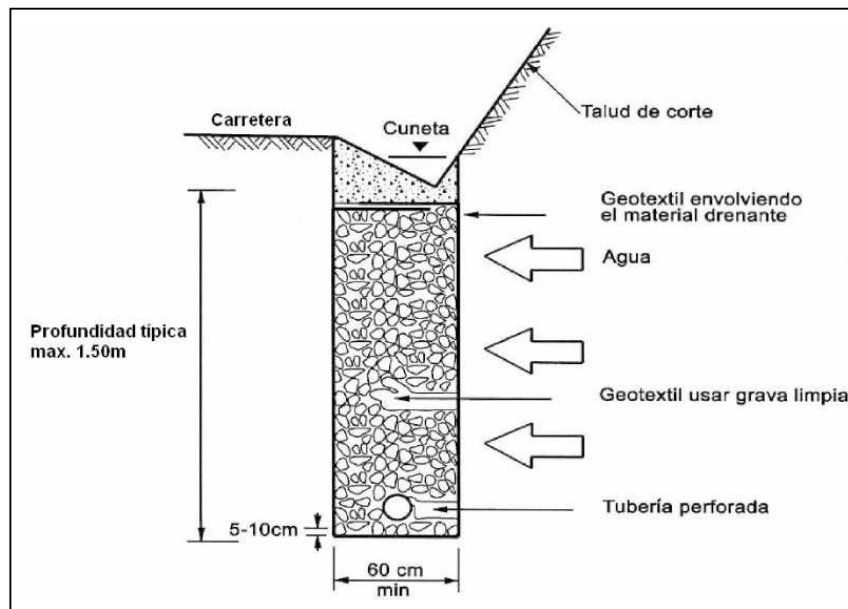
b. Geotextil

La geomalla se envuelve en un geotextil, la cual actúa como filtro impidiendo el paso de partículas de suelo hacia la geomalla y permitiendo a su vez el flujo de agua.

c. Tubo Colector Perforado

En el extremo inferior de la geomalla y envuelto por el geotextil se coloca una manguera perforada PVC especial para este tipo de subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la geomalla, ver figura 2.11.

Fig. 2.11: SUBDREN DE AGUAS SUBTERRANEAS CON GEOTEXTIL



Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2009 - MTC

2.6.3 OBRAS DE DRENAJE

Son aquellas estructuras que nos permitan eliminar todas las aguas que atenten contra la estabilidad de la plataforma de la carretera, asimismo garantizar el tránsito normal sin interrupciones.

Estas obras que las trataremos detalladamente y serán motivo de diseño son las siguientes:

2.6.3.1 ALCANTARILLAS

Se define como alcantarilla a la estructura cuya luz sea menor a 6.0 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera.

La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre de flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

En la proyección e instalación de alcantarillas el aspecto técnico debe prevalecer sobre el aspecto económico, es decir que no pueden sacrificarse ciertas características hidráulicas solo con el objetivo de reducir los costos. Sin embargo, es recomendable que la ubicación alineamiento y pendiente que se elija para cada caso, estará sujeto al buen juicio del especialista.

a) UBICACIÓN EN PLANTA

La ubicación en planta ideal es la que sigue la dirección de la corriente, sin embargo, según requerimiento del proyecto la ubicación natural puede desplazarse, lo cual implica el acondicionamiento del cauce a la entrada y salida con la construcción de obras de encauzamiento u otras obras complementarias.

b) PENDIENTE LONGITUDINAL

La pendiente longitudinal de la alcantarilla debe ser tal que no se altere desmesuradamente los procesos geomorfológicos, como la

erosión y sedimentación, por ello, los cambios de pendiente deben ser estudiados en forma cuidadosa, para no incidir en dichos procesos que puedan provocar el colapso de la estructura.

c) ELECCION DEL TIPO DE ALCANTARILLA

- Tipo y Sección

Los tipos de alcantarillas comúnmente utilizadas en proyectos de carreteras en nuestro país son; marco de concreto, tuberías metálicas corrugadas, tuberías de concreto y tuberías de polietileno de alta densidad.

Las secciones más usuales son circulares, rectangulares y cuadradas. En ocasiones especiales que así lo ameriten puede usarse alcantarillas de secciones parabólicas y abovedadas.

En carreteras de alto volumen de tránsito y por necesidad de limpieza y mantenimiento de las alcantarillas, se debe adoptar una sección mínima circular de 0.90 m (36") de diámetro o su equivalente de otra sección, salvo en cruces de canales de riego donde se adoptaran secciones de acuerdo a cada diseño particular.

En cauces naturales que presentan caudales de diseño importantes donde la rasante no permita el emplazamiento de una alcantarilla de dimensión considerable, se suelen colocar alcantarillas múltiples, sin embargo este diseño debe tener en cuenta la capacidad de arrastre del curso natural (palizada,

troncos y material de cauce) y su pendiente longitudinal para evitar obstrucciones, recomendándose utilizar obras con mayor sección transversal libre sin subdivisiones.

En el caso del proceso constructivo de tuberías para alcantarillas múltiples, se recomienda que la separación de tubos, medida entre las superficies externas, deberá ser tal que facilite la compactación del material de relleno igual a la mitad del diámetro de la tubería con un máximo de 1.0 m y 0.4 m como mínimo.

Asimismo, en cauces naturales con caudales de diseño considerables, pendiente longitudinal reducida y transporte de palizada como es el caso de cursos naturales ubicados en la región selva de nuestro país, se recomienda la colocación de obras con la mayor sección hidráulica posible dependiendo del aspecto económico podrán utilizarse alcantarillas tipo arcos parabólicos o abovedados.

- **Materiales**

La elección del tipo de material de la alcantarilla depende de varios aspectos, entre ellos podemos mencionar el tiempo de vida útil, costo, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión, fuego y permeabilidad. En conclusión no es posible dar una regla general para la elección del tipo de material a emplear en la construcción de la alcantarilla, sino que además de los aspectos mencionados anteriormente depende del tipo de suelo, del agua y principalmente de la disponibilidad de materiales en el lugar.

d) DISEÑO HIDRAULICO

El cálculo hidráulico permitirá establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse.

El procedimiento más utilizado es a través del empleo de la fórmula de Manning, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad 2.45$$

$$R = \frac{A}{P} \quad 2.46$$

$$Q = V * A \quad 2.47$$

Donde:

Q = Caudal máximo, m³/s

V = Velocidad media del flujo (m/s).

P = Perímetro mojado (m).

n = Coeficiente de Manning, ver Tabla A-2 del Anexo A

A = Área de la sección Hidráulica (m²).

R = Radio hidráulico (m).

S = Pendiente de fondo (m/m).

e) CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

- Material solido de Arrastre

La palizada, material solido hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico.

Se pueden adoptar dos medidas para evitar estos problemas, en primer lugar se puede evitar la acumulación de palizada y material solido mediante la construcción de obras adicionales, como disipadores o cámaras especiales que permitan retener sólidos, desperdicios y ramas, para luego efectuar su limpieza. La segunda alternativa es dejar pasar los sólidos, desperdicios y ramas mediante la construcción de alcantarillas de mayor sección hidráulica acorde al estudio puntualizado de las cuencas de aporte.

Las dos recomendaciones mencionadas anteriormente deben ser analizadas desde el punto de vista económico, dado que ampliar la sección de la alcantarilla implica el incremento del costo de construcción y la construcción de obras adicionales aparte de los costos de construcción implica también costos por trabajos de limpieza y mantenimiento.

- Borde Libre.

El borde libre en alcantarillas es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico, por ello, las

alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica.

Se recomienda que el diseño hidráulico considere el 75% de la sección de la alcantarilla.

- Socavación Local a la salida de la alcantarilla.

Si la velocidad del flujo en la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, puede producir procesos de socavación local que afecte su estabilidad, por ello se recomienda la protección del cauce natural mediante la construcción de emboquillados de piedra, enchapado de rocas acomodadas u otros tipos de revestimientos, los cuales deberán extenderse hasta zonas donde la socavación local no tenga incidencia sobre la protección.

Una medida para reducir la velocidad del flujo, es la construcción de aliviaderos de entrada y salida de la alcantarilla en forma escalonada con el objetivo de disipar la energía hidráulica.

- Mantenimiento y Limpieza.

Las dimensiones de las alcantarillas deben permitir efectuar trabajos de mantenimiento y limpieza en su interior de manera factible. Es importante realizar estos trabajos con la finalidad que funcionen adecuadamente, tal como se ha previsto en el diseño.

Es necesario efectuar un programa de mantenimiento que incluyen inspecciones antes y después de periodos lluviosos para comprobar el estado hidráulico estructural de la obra y obtener datos como marcas dejadas por las crecidas, acumulación de material, deposito de sedimentos, presencia de palizada, socavación de cauce y daños estructurales.

Las inspecciones permitirán tomar las medidas correctivas que conlleven al planteamiento de soluciones, necesidad de nuevos diseños, reposiciones o construcción de obras adicionales.

2.6.3.2 BADENES

Son estructuras de drenaje que tienen la función de proteger la plataforma de la carretera en los lugares donde esta es atravesada por un rio que puede ser temporal o permanente, principalmente en los cauces donde el arrastre de materiales es apreciable.

2.6.3.3 PUENTES Y PONTONES

Son estructuras que al igual que las alcantarillas, permiten el paso del agua de un lado al otro del camino, pero en este caso sin alterar el cauce original del curso de agua, la elección de pontones o alcantarillas tipo losa son recomendables para quebradas cuya luz varía entre 5 y 8 m.

a) Capacidad de Drenaje

Se puede considerar dos métodos principales para determinar la capacidad hidráulica de una estructura de drenaje, con el apoyo de la hidrología. Estos son:

- Por Comparación

Tomamos como ejemplo estructuras similares que actualmente vienen funcionando y que tengan periodos entre 10 a 50 años de vida útil.

El caudal máximo previsible se puede determinar a partir del análisis de grandes avenidas ocurridas en tiempos pasados que nos da la altura máxima alcanzada por el agua. A partir de la altura se puede determinar el caudal por diferentes formulas. Así por ejemplo se calcula con la formula de Manning:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad 2.48$$

- Por Registro Pluviométricos.

En este método el principio conocido como tiempo de concentración siendo este el tiempo necesario para que una gota de lluvia llegue a la estructura de drenaje desde el punto más alejado de la cuenca. El tiempo de concentración depende de la longitud y forma de la superficie a drenar, así como la pendiente y la textura de la superficie del suelo.

2.6.3.4 CUNETAS

Las cunetas son cauces artificiales construidos paralelamente a la calzada de la carretera y al pie de los taludes, cuya función es concentrar las aguas

superficiales y sin llegar a colmar su capacidad, evacuando las aguas de las alcantarillas, aliviaderos o lugares de desfogue.

De acuerdo a las recomendaciones de las normas para el diseño de caminos vecinales, las cunetas tendrán forma triangular y sus dimensiones mínimas estarán de acuerdo con la Tabla 2.5.

TABLA 2.5
DIMENSIONES MINIMAS DE CUNETAS TRIANGULAR TIPICA

REGION	PROFUNDIDAD (D) (M)	ANCHO (A) (M)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy lluviosa	0.30*	1.20

*sección Trapezoidal con un ancho mínimo de fondo de 0.30 m

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de tránsito - MTC

a) CAPACIDAD DE LAS CUNETAS

Para el cálculo de la capacidad de la cuneta usaremos la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad 2.49$$

Por continuidad

$$Q = A * V \quad 2.50$$

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad 2.51$$

Donde:

Q: Capacidad de descarga (m³/s)

A: Área Hidráulica (m²)

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente de la cuneta (%)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

V: Velocidad Promedio (m/seg.)

P: Perímetro Mojado (m)

Velocidades Límites.

- Velocidad Limite de Sedimentación : 0.60 m/seg.
- Velocidad Limite de Erosión : 1.50 m/seg.

Para el cálculo de las velocidades es necesario calcular previamente el radio hidráulico.

La pendiente del canal expresado en % será calculado para diferentes valores máximos y mínimos.

Por la naturaleza del terreno, se toma en consideración las pendientes mínimas y máximas a fin de evitar velocidades que propicien la sedimentación o la

erosión, cuando se prevea el fenómeno de la erosión es recomendable el revestimiento con piedra y lechada de cemento.

Calculo de la longitud máxima de la cuneta

Esta longitud es la máxima en la cual el agua que escurre del talud y de la superficie de rodadura no rebasa la cuneta y por lo tanto no requiere una alcantarilla de alivio: esta longitud está en función de las dimensiones de la cuneta, naturaleza del terreno, precipitación máxima en la zona y la pendiente de la cuneta.

$$L_{\max} = A/b > \text{Long. Tramo}$$

$$L_{\max} = \text{Longitud máxima de la cuneta (m)}$$

$$A = \text{área Tributaria (m}^2\text{)}$$

$$b = \text{Ancho de Influencia (mínimo 50 m)}$$

Capacidad de la Cuneta

A: área de la cuneta

P: Perímetro mojado

R: Radio Hidráulico

Entonces:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad 2.52$$

Por continuidad

$$Q = A * V \quad 2.53$$

Calculo de área tributaria: (Burkly – Ziegler)

Q (m3/seg.)

S (pendiente promedio del terreno de la cuenca m/km)

C = 0.25 (zonas rurales y terrenos de cultivo)

I (precipitación máxima cm/hr)

$$A = \left(\frac{Q}{0.022 * C * I * S^{1/4}} \right)^{4/3} \quad 2.54$$

Calculo de la Longitud Máxima

Se toma un ancho de incidencia de 50 metros como mínimo

$$L_{max} = A/b$$

Verificación de la Velocidad de Sedimentación

La velocidad limite de sedimentación para canales de tierra es 0.60 m/seg.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad 2.55$$

n = 0.025

R = Radio medio Hidráulico.

CAPITULO III: METODOLOGIA

CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1 GENERALIDADES

El estudio se desarrolla para calcular los caudales y niveles máximos para el diseño de las estructuras de drenaje propuestas para el drenaje de la vía; para ello se recurre a las estadísticas existentes, sean de registro de caudales o de lluvias”.

La hidrología permite “estimar los caudales de diseño para las obras de drenaje transversal de la carretera (alcantarillas y puentes), y de las obras de drenaje superficial y sub-superficial de la faja del camino”.

En el presente capítulo se presenta el marco conceptual y metodológico para “estimar la magnitud y frecuencia del escurrimiento producido por las tormentas”, y los resultados correspondientes al estudio hidrológico y del diseño hidráulico del sistema de drenaje superficial (transversal y/o longitudinal), y subterráneo del Proyecto “Mejoramiento del Camino Rural Antabamba – Huancapampa, Km 00+000 – 40+150. Apurímac 2007.

3.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO

3.2.1 UBICACIÓN

El proyecto esta ubicado en el departamento de Apurímac, provincia de Antabamba. Geográficamente se encuentra entre las coordenadas UTM: (728958.26-E, 8411160.36-N) y (708444.39-E, 8429080-N), a una altitud comprendida entre 2300 y 3200 m.s.n.m., ver Plano 1 del Anexo D.

3.2.2 ACCESIBILIDAD

El acceso hacia el proyecto se da vía terrestre partiendo desde la ciudad de Lima hacia la ciudad de Abancay, provincia Grau, departamento de Apurímac y desde la ciudad de Abancay hacia la ciudad de Antabamba y provincia del mismo nombre, vía terrestre en bus, el tiempo que dura el viaje 10 horas (Lima – Abancay) y aproximadamente 8 horas (Abancay – Antabamba).

3.3 INFORMACION GENERAL DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.3.1 CLIMA

Las zonas altas próxima a los 4,800 msnm presentan amplias oscilaciones en los rangos de temperatura entre el día y la noche, así como entre el sol y la sombra; variando entre los 0° y 6°C en los meses fríos y las noches durante todo el año. Durante los días de los meses de lluvia las temperaturas máximas alcanzan los 14°C, asimismo esta zona es susceptible a fuertes vientos que se acentúan en las tardes y noches de junio, julio y agosto, propiciando la presencia casi permanente de heladas; estas condiciones de clima se hacen gradualmente menos severas, conforme se descienden de altitud; hasta cuando se llega a los 3,600 msnm, por debajo del cual el clima se hace templado y agradable en el día, con noches levemente frías y heladas suaves en los meses de junio a agosto.

A esta altitud las temperaturas tienen valores promedios que varían de 2° y 3°C entre las mínimas y 17° y 20° C entre las máximas.

3.3.2 PRECIPITACION

Las precipitaciones oscilan entre 600 a 800 mm, siendo los meses de diciembre a marzo los de mayor humedad relativa (HR), las que varían en función a dos factores: precipitaciones y altitud. En el piso alto (4,800 msnm) la HR llega a un 40 % en promedio, mientras que en los pisos bajos (3,200 msnm) registran un promedio del 60%.

3.3.3 GEOMORFOLOGIA

Por su textura, los suelos en las partes altas son de tipo franco arenoso, medianamente aptos para el cultivo, pero con limitaciones por factores climáticos, siendo el cultivo de tubérculos en algunas laderas uno de sus usos agrícolas; sin embargo son aptos para la producción forrajera y la ganadería, su potencialidad se sitúa en la crianza de camélidos (alpacas, vicuñas y llamas). En términos generales muestran niveles diferenciados de deterioro en su cobertura vegetal debido al mal uso de los pastizales.

Los suelos de la zona media y baja son de origen coluvial, de características franca y profunda, donde las condiciones de humedad y temperaturas templadas, ha propiciado su desarrollo con mayor contenido orgánico, pero siempre mostrando abundante presencia de piedra. Estas tierras se encuentran por debajo de los poblados de Antabamba (sub-cuenca de Antabamba), calcauso (sub-cuenca de Mollebamba) y las circulan a la totalidad de Totorá Oropesa cercanas a la ribera de los ríos y quebradas correspondientes.

Existe una moderada erosión de los suelos, que afecta mayormente a las áreas agrícolas y se acentúa conforme aumenta la pendiente y es severa en lugares adyacentes a zonas donde se ha construido carreteras.

La acidez de los suelos (PH), se reportan valores altos en la sub-cuenca del Mollebamba), igualmente en las tierras de la zona baja.

Por otro lado según el INRENA-MINAG (2000) el 95% de las tierras son de alto riesgo, debido al grado de deterioro y degradación de los suelos, las pendientes empinadas y escarpadas. Geológicamente la estructura es calificada como de alta inestabilidad y se expresa en la formación de cárcavas y deslizamientos. Solo el 4.1% de la superficie son tierras de moderado riesgo, su uso para la agricultura está supeditado a la ejecución de prácticas de conservación de suelos como las andenerías.

3.3.4 HIDROLOGIA

Hidrológicamente el área de estudio se encuentra en la sub-cuenca del río Antabamba que es parte de uno de los afluentes de la cuenca del Río Ucayali y la vertiente del río Amazonas. El río Antabamba tiene gran variación en volumen de las aguas que transportan. Durante el invierno lleva aguas provenientes de los deshielos de las partes altas de zona interandino y en verano se recarga por efecto de las precipitaciones producidas en las cuencas interandinas.

3.3.5 CUENCAS HIDROLOGICAS

De las cartas geográficas de la zona del proyecto se ha identificado y delimitado a lo largo de la carretera, varias sub-cuencas o quebradas que son áreas de aporte de caudales que cruzan la vía y para cada quebrada se han determinado sus características fisiográficas tales como Área, pendiente del cauce, tiempo de concentración, etc. que serán de mucha ayuda en los cálculos correspondientes a la obtención del caudal de diseño.

En el Plano 02 del Anexo D, se muestran delimitadas las sub-cuencas involucradas del proyecto.

3.3.6 INVENTARIO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE EXISTENTE

El reconocimiento de campo se realizó la primera semana del mes de febrero del 2007. Como consecuencia del reconocimiento se realizó el inventario de las obras de drenaje existentes y las condiciones que tiene cada una de estas estructuras, tal como se muestra en la Tabla A-3 del Anexo A.

3.3.7 EVALUACION DEL SISTEMA DE DRENAJE

La carretera actual tiene un sistema de drenaje deficiente por lo que las obras de drenaje se encuentran en mal estado en lo que concierne a alcantarillas y cunetas, donde la primera es muy reducido en cantidad aproximado 0.8 alcantarillas/km, por cuanto se ha planteado en el presente estudio la colocación de las mismas en lugares apropiados con el fin de mejorar el sistema de drenaje existente.

- Puentes y Pontones

En el presente estudio se tiene 2 puentes y 2 pontones existentes los cuales se encuentran en buen estado, tal como se presenta en la Tabla A-3 del Anexo A según el resultado del reconocimiento de campo realizado.

- Badenes

Según el reconocimiento inicial en la vía se tiene 2 badenes en buen estado y 1 en pésimas condiciones. Las quebradas del trayecto de la vía, generalmente se mantienen secas durante casi todo el año, ello indica que en las épocas de avenida todas las quebradas secas se cargan por efecto de la precipitación de las partes altas de la cuenca interandina, especialmente en los meses de verano de enero a abril.

- Alcantarillas

Actualmente existen 30 alcantarillas existentes TMC, según la Tabla A-3 del Anexo A donde la gran mayoría se encuentra en mal estado y de capacidades deficientes para la zona según los resultados de cálculo de las descargas.

Muchos de ellos se encuentran obstruidos y mal ubicados. Lo que implica un drenaje deficiente en las épocas de avenida y por otro lado según el plano topográfico la rasante proyectada en el estudio se encuentra por debajo de la rasante existente. Por

cuanto se ha visto conveniente cambiar la totalidad de las alcantarillas.

- Cunetas

Las cunetas observadas a lo largo de la vía son de tierra ya que se trata de un camino vecinal, las cuales desfogon en las alcantarillas existentes, la mayoría de los tramos se encuentra obstruida debido a la acumulación de material producido por las aguas y a las fuertes pendientes de la vía.

3.4 ANALISIS HIDROLOGICO

3.4.1 INFORMACION CARTOGRAFICA Y PLUVIOMETRICA

a) INFORMACION CARTOGRAFICA

Para la realización del siguiente estudio se dispuso de la siguiente información cartográfica, proveniente del Instituto Geográfico Nacional (IGN), ver Tabla 3.1.

TABLA 3.1
INFORMACION CARTOGRAFICA

Ítem	Descripción	Escala
1.0	Mapa Físico Político del Perú	1 / 1 000 000
2.0	Mapa Vial del Perú.	1 / 2 000 000
3.0	Mapa Departamental de Apurímac	1 / 1 000 000
4.0	Cartas Nacionales 23-q, 29-p*	1 / 100 000

Fuente: Instituto Geográfico Nacional

* Las cartas Nacionales 23-q y 29-p pertenecen al área de estudio

b) INFORMACION PLUVIOMETRICA

La información pluviométrica fue obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), corresponden a las precipitaciones máximas en 24 Horas de 3 estaciones pluviométricas cercanas al proyecto, en la Tabla 3.2 se detalla la ubicación y la aportación de registros de cada estación cuya ubicación se presenta en el Plano 03 del Anexo D, los registros se muestran en las Tablas B-1, B-2 y B-3 del Anexo B.

TABLA 3.2
UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES HIDROLOGICAS

Estación	Provincia	Tipo	Ubicación			Periodo de Registro
			Latitud	Longitud	Altitud (msnm)	
Antabamba	Antabamba	Pluviométrica	14 22'00 S	72 53'00 W	3639	1966/1975
Chalhuanca II	Antabamba	Pluviométrica	14 20'00 S	73 10'00 W	2850	1997/1999
Chalhuanca	Antabamba	Pluviométrica	14 23'00 S	73 10'00 W	3358	1999/2006

Fuente: Elaboración propia

3.4.2 ANALISIS DE LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS

Los datos de precipitaciones máximas en 24 horas fueron obtenidas de las estaciones pluviométricas referidas en la Tabla 3.2, y que se detallan a continuación en la Tabla 3.3.

TABLA 3.3
REGISTROS HISTORICOS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS
SERIE: ANTABAMBA – CHALLHUANCA II – CHALLHUANCA

Años	Estaciones			Precipitacion Max. En 24 H.
	Antabamba	Challhuanca II	Challhuanca	
1966	26.2			26.2
1967	37.6			37.6
1968	31.7			31.7
1969	37.5			37.5
1970	34.8			34.8
1971	37.4			37.4
1972	31.4			31.4
1973	48.1			48.1
1974	48.4			48.4
1975	28.1			28.1
1997		27.2		27.2
1998		29.6		29.6
1999		28.6	26.6	28.6
2000			28.2	28.2
2001			41.7	41.7
2002			29.6	29.6
2003			34.1	34.1
2004			41.0	41.0
2005			28.0	28.0
2006			56.4	56.4

Fuente: Elaboración propia con datos del SENAMHI.

Evaluando la información de la Tabla 3.3, se puede observar que las estaciones no cuentan con un periodo largo de precipitación máxima en 24 horas; Antabamba (1966-1975), Challhuanca II (1997-1999) y Challhuanca (1999-2006), pero si con periodos complementarios, y considerando su cercanía al área de estudio y con la finalidad de poder contar con un periodo largo de información que nos permita obtener la precipitación de diseño para estimar la

escorrentía superficial y por lo tanto el dimensionamiento hidráulico del sistema de drenaje a ser considerado, es que se ha visto la conveniencia de complementar esta información y así obtener un periodo de datos de precipitación máxima en 24 horas de 20 años, periodo 1966-2006, que denominaremos en adelante serie Antabamba – Challhuanca II – Challhuanca.

3.4.3 SELECCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

El Ministerio de Transporte y Comunicaciones recomienda, en función de la vida útil de las obras a proyectarse (alcantarillas y cunetas laterales), un periodo de retorno de 25 años.

Sin embargo el especialista podrá proponer periodos de retorno mayores al mencionado, según su criterio le indique que haya razones para optar por un mayor margen de seguridad.

Dado nuestro caso y en referencia al presente estudio se optó por un periodo de retorno de 25 años el cual será tomado en cuenta para las estructuras proyectadas.

3.4.4 ANALISIS DE FRECUENCIA DE LA PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS.

Para propósitos prácticos está probado, sobre la base de muchos estudios hidrológicos de carreteras en nuestro país, que las distribuciones Pearson Tipo III, Log Pearson Tipo III y Gumbel Extremo Tipo I, son las que mejor se ajustan a las precipitaciones máximas en 24 horas.

En las Tablas 3.4, 3.5 y 3.6, se muestra los análisis de frecuencia para las distribuciones teóricas antes mencionadas aplicados a la serie de precipitación

máxima de 24 horas Antabamba – Challhuanca – Challhuanca II (1966-2006), deducida en la Tabla 3.3, para esto se utilizo el Software SMADA ver. 6.3.

TABLA 3.4

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
ESTACION ANATABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II
Distribution Analysis: Pearson Type III

First Moment (mean) = 35.2800

Second Moment = 6.907e01

Skew = 9.68e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0476	26.2	26.1095	3.4896
2	0.0952	27.2	26.9423	2.1992
3	0.1429	28.0	27.6861	1.5055
4	0.1905	28.1	28.3935	1.2134
5	0.2381	28.2	29.0882	1.2354
6	0.2857	28.6	29.7846	1.4238
7	0.3333	29.6	30.4932	1.6632
8	0.3810	29.6	31.2232	1.9032
9	0.4286	31.4	31.9837	2.1254
10	0.4762	31.7	32.7842	2.3236
11	0.5238	34.1	33.6365	2.4963
12	0.5714	34.8	34.5562	2.6443
13	0.6190	37.4	35.5623	2.7695
14	0.6667	37.5	36.6805	2.8760
15	0.7143	37.6	37.9477	2.9728
16	0.7619	41.0	39.4207	3.0799
17	0.8095	41.7	41.1943	3.2425
18	0.8571	48.1	43.4456	3.5676
19	0.9048	48.4	46.5722	4.3280
20	0.9524	56.4	51.8428	6.4157

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.995	200	68.8137	17.2304
0.990	100	63.5923	13.4500
0.980	50	58.3798	10.0269
0.960	25	53.1599	7.0669
0.900	10	46.1982	4.2169
0.800	5	40.8088	3.2018
0.667	3	36.6888	2.8767
0.500	2	33.2030	2.4131

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3

TABLA 3.5

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
ESTACION ANATABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II
Distribution Analysis: Log Pearson Type III

First Moment (mean) = 35.2800

Second Moment = 6.907e01

Skew = 9.68e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0476	26.2	24.3501	1.7409
2	0.0952	27.2	26.0509	1.5499
3	0.1429	28.0	27.3007	1.5014
4	0.1905	28.1	28.3573	1.5054
5	0.2381	28.2	29.3105	1.5335
6	0.2857	28.6	30.2046	1.5739
7	0.3333	29.6	31.0661	1.6211
8	0.3810	29.6	31.9133	1.6724
9	0.4286	31.4	32.7607	1.7270
10	0.4762	31.7	33.6208	1.7850
11	0.5238	34.1	34.5068	1.8475
12	0.5714	34.8	35.4345	1.9166
13	0.6190	37.4	36.4211	1.9957
14	0.6667	37.5	37.4888	2.0906
15	0.7143	37.6	38.6685	2.2104
16	0.7619	41.0	40.0070	2.3708
17	0.8095	41.7	41.5809	2.6005
18	0.8571	48.1	43.5329	2.9583
19	0.9048	48.4	46.1817	3.5867
20	0.9524	56.4	50.5431	4.9898

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.995	200	64.3286	12.1091
0.990	100	60.0862	9.5219
0.980	50	55.8633	7.2851
0.960	25	51.6202	5.4046
0.900	10	45.8678	3.5034
0.800	5	41.2418	2.5469
0.667	3	37.4966	2.0914
0.500	2	34.0597	1.8156

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3

TABLA 3.6

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
 ESTACION ANATABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II
 Distribution Analysis: Gumbel Extremal Type I

First Moment (mean) = 35.2800

Second Moment = 6.907e01

Skew = 9.68e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0476	26.2	23.2367	2.2367
2	0.0952	27.2	25.1375	1.9479
3	0.1429	28.0	26.5300	1.7715
4	0.1905	28.1	27.7070	1.6538
5	0.2381	28.2	28.7704	1.5779
6	0.2857	28.6	29.7700	1.5370
7	0.3333	29.6	30.7361	1.5278
8	0.3810	29.6	31.6895	1.5485
9	0.4286	31.4	32.6472	1.5979
10	0.4762	31.7	33.6241	1.6753
11	0.5238	34.1	34.6357	1.7802
12	0.5714	34.8	35.6990	1.9133
13	0.6190	37.4	36.8347	2.0762
14	0.6667	37.5	38.0697	2.2724
15	0.7143	37.6	39.4420	2.5081
16	0.7619	41.0	41.0088	2.7941
17	0.8095	41.7	42.8646	3.1498
18	0.8571	48.1	45.1851	3.6124
19	0.9048	48.4	48.3629	4.2669
20	0.9524	56.4	53.6490	5.3873

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.995	200	70.3914	9.0399
0.990	100	65.2731	7.9143
0.980	50	60.1361	6.7908
0.960	25	54.9609	5.6692
0.900	10	47.9849	4.1881
0.800	5	42.4637	3.0717
0.667	3	38.0788	2.2739
0.500	2	34.1246	1.7243

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3

En las Tablas 3.7, 3.8 y 3.9 se presenta las pruebas de ajuste Kolmogorov-Smirnov aplicada a las distribuciones teóricas Pearson Tipo III, Log Pearson Tipo III y Gumbel que fueron aplicados a los datos de precipitación Máxima en 24 horas Estación Antabamba – Challhuanca – Challhuanca II.

TABLA 3.7

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Pearson Tipo III.- Precipitación Máxima en 24 horas

ESTACION ANATABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II

N	X	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	26.1095	1.7071	3.4142	8.5976	0.9057	0.0943	0.0476	0.0466
2	26.9423	1.9564	3.9128	8.5976	0.8649	0.1351	0.0952	0.0399
3	27.6861	2.1790	4.3581	8.5976	0.8235	0.1765	0.1429	0.0337
4	28.3935	2.3908	4.7816	8.5976	0.7806	0.2194	0.1905	0.0289
5	29.0882	2.5988	5.1975	8.5976	0.7363	0.2637	0.2381	0.0256
6	29.7846	2.8072	5.6145	8.5976	0.6903	0.3097	0.2857	0.0240
7	30.4932	3.0194	6.0387	8.5976	0.6429	0.3571	0.3333	0.0238
8	31.2232	3.2379	6.4758	8.5976	0.5941	0.4059	0.3810	0.0249
9	31.9837	3.4655	6.9311	8.5976	0.5441	0.4559	0.4286	0.0273
10	32.7842	3.7052	7.4103	8.5976	0.4931	0.5069	0.4762	0.0307
11	33.6365	3.9603	7.9206	8.5976	0.4413	0.5587	0.5238	0.0349
12	34.5562	4.2356	8.4712	8.5976	0.3888	0.6112	0.5714	0.0397
13	35.5623	4.5368	9.0736	8.5976	0.3361	0.6639	0.6190	0.0448
14	36.6805	4.8715	9.7430	8.5976	0.2835	0.7165	0.6667	0.0498
15	37.9477	5.2509	10.5017	8.5976	0.2316	0.7684	0.7143	0.0542
16	39.4207	5.6918	11.3836	8.5976	0.1809	0.8191	0.7619	0.0572
17	41.1943	6.2227	12.4454	8.5976	0.1324	0.8676	0.8095	0.0581
18	43.4456	6.8966	13.7933	8.5976	0.0873	0.9127	0.8571	0.0555
19	46.5722	7.8326	15.6652	8.5976	0.0474	0.9526	0.9048	0.0478
20	51.8428	9.4103	18.8207	8.5976	0.0158	0.9842	0.9524	0.0318
Suma	695.3						D=	0.0581
Media	34.8							
Des.Eest(S)	6.93	d crítico = 0.29 n=20 $\alpha=0.05$						
sesgo(γ)	0.9646							
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	4.2988							
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$	3.3406							
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	20.4068							

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.8

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Log Pearson Tipo III.- Precipitación Máxima en 24 horas

ESTACION ANATABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II

N	X	LnX	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	F _x	F _o	Abs(F _o -F _x)
1	24.3501	3.1925	110.0730	220.1460	260.3366	0.9653	0.0347	0.0476	0.0130
2	26.0509	3.2601	114.0218	228.0436	260.3366	0.9242	0.0758	0.0952	0.0194
3	27.3007	3.3069	116.7625	233.5249	260.3366	0.8797	0.1203	0.1429	0.0225
4	28.3573	3.3449	118.9833	237.9666	260.3366	0.8329	0.1671	0.1905	0.0233
5	29.3105	3.3779	120.9169	241.8339	260.3366	0.7842	0.2158	0.2381	0.0223
6	30.2046	3.4080	122.6744	245.3487	260.3366	0.7342	0.2658	0.2857	0.0199
7	31.0661	3.4361	124.3192	248.6383	260.3366	0.6831	0.3169	0.3333	0.0164
8	31.9133	3.4630	125.8928	251.7855	260.3366	0.6311	0.3689	0.3810	0.0121
9	32.7607	3.4892	127.4255	254.8510	260.3366	0.5785	0.4215	0.4286	0.0071
10	33.6208	3.5151	128.9412	257.8824	260.3366	0.5255	0.4745	0.4762	0.0016
11	34.5068	3.5412	130.4625	260.9250	260.3366	0.4722	0.5278	0.5238	0.0040
12	35.4345	3.5677	132.0141	264.0282	260.3366	0.4188	0.5812	0.5714	0.0098
13	36.4211	3.5951	133.6203	267.2406	260.3366	0.3655	0.6345	0.6190	0.0155
14	37.4888	3.6240	135.3102	270.6204	260.3366	0.3125	0.6875	0.6667	0.0208
15	38.6685	3.6550	137.1223	274.2445	260.3366	0.2602	0.7398	0.7143	0.0255
16	40.0070	3.6891	139.1125	278.2250	260.3366	0.2089	0.7911	0.7619	0.0292
17	41.5809	3.7276	141.3693	282.7386	260.3366	0.1590	0.8410	0.8095	0.0315
18	43.5329	3.7735	144.0524	288.1048	260.3366	0.1113	0.8887	0.8571	0.0316
19	46.1817	3.8326	147.5070	295.0140	260.3366	0.0668	0.9332	0.9048	0.0285
20	50.5431	3.9228	152.7849	305.5699	260.3366	0.0274	0.9726	0.9524	0.0203
Suma								D=	0.03156
Media		3.54							
Des.Eest(S)		0.1951	d crítico =	0.29					
sesgo(γ)		0.1753	n=	20					
$\beta_1=(2/\gamma)^2$		130.1683	$\alpha=$	0.05					
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$		0.0171							
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$		1.3105							

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.9

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Gumbel.- Precipitación Máxima en 24 horas

ESTACION ANTABAMBA-CHALLHUANCA-CHALLHUANCA II

N	X	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	23.2367	0.0526	0.0476	0.0050
2	25.1375	0.1017	0.0952	0.0065
3	26.5300	0.1498	0.1429	0.0069
4	27.7070	0.1973	0.1905	0.0069
5	28.7704	0.2445	0.2381	0.0064
6	29.7700	0.2915	0.2857	0.0058
7	30.7361	0.3383	0.3333	0.0050
8	31.6895	0.3850	0.3810	0.0041
9	32.6472	0.4317	0.4286	0.0031
10	33.6241	0.4783	0.4762	0.0021
11	34.6357	0.5249	0.5238	0.0011
12	35.6990	0.5716	0.5714	0.0002
13	36.8347	0.6183	0.6190	0.0007
14	38.0697	0.6651	0.6667	0.0015
15	39.4420	0.7121	0.7143	0.0022
16	41.0088	0.7591	0.7619	0.0028
17	42.8646	0.8064	0.8095	0.0031
18	45.1851	0.8539	0.8571	0.0032
19	48.3629	0.9018	0.9048	0.0030
20	53.6490	0.9502	0.9524	0.0022
Suma	705.6		D=	0.0069
Media	35.3			
Desvest	8.02	d crítico = 0.29 n=20 $\alpha=0.05$		
uy	0.52522			
σ_y	1.06938			
Alfa	0.133293615			
Beta	31.33967622			
exp(1)	2.718281828			

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 3.10 tenemos el resumen de la prueba de ajuste aplicados a las distribuciones teóricas según Kolmogorov – Smirnov.

TABLA 3.10
RESUMEN DE LA PRUEBA DE AJUSTE KOLGOMOROV – SMIRNOV

Función de Distribución	D	d
Pearson Tipo III	0.0851	0.29
Log. Pearson Tipo III	0.0315	0.29
Gumbel Extremo Tipo I	0.0069	0.29

Fuente: Elaboración propia

Como podemos observar el valor de “D” para las funciones de distribución es menor que el “d” crítico en todos los casos, esto indica que las distribuciones elegidas se ajustan, para elegir entre las tres distribuciones, se elige el D menor, que para este caso es la función de **Distribución Gumbel Extremo Tipo I** que es la que mejor se ajusta y la que será utilizada en los cálculos posteriores.

3.4.5 INTENSIDAD Y PRECIPITACION DE DISEÑO

Las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Para poder estimar la intensidad de lluvia y precipitación para duraciones menores a 24 horas, podemos utilizar la formula de Dick y Peschke,

$$P_d = P_{24h} \left[\frac{d}{1440} \right]^{0.25} \quad 3.1$$

En la Tabla 3.11 y 3.12 se presentan los cálculos realizados para obtener las precipitaciones menores a 1 hora y las Intensidades Máximas menores a 1 hora, por la formula de Dick y Peschke.

TABLA 3.11

Lluvias máximas (mm).- Estación Antabamba-Challhuanca-Challhuanca II

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos				
		10	15	20	30	60
200	70.39	20.32	22.49	24.16	26.74	31.80
100	65.27	18.84	20.85	22.41	24.80	29.49
50	60.14	17.36	19.21	20.64	22.85	27.17
25	54.96	15.87	17.56	18.87	20.88	24.83
10	47.98	13.85	15.33	16.47	18.23	21.68
5	42.46	12.26	13.57	14.58	16.13	19.19
3	38.08	10.99	12.17	13.07	14.47	17.20
2	34.12	9.85	10.90	11.71	12.96	15.42

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.12

Intensidades Máximas (mm/hora).- Estación Antabamba-Challhuanca-Challhuanca II

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos				
		10	15	20	30	60
200	70.39	121.9	90.0	72.5	53.5	31.8
100	65.27	113.1	83.4	67.2	49.6	29.5
50	60.14	104.2	76.8	61.9	45.7	27.2
25	54.96	95.2	70.2	56.6	41.8	24.8
10	47.98	83.1	61.3	49.4	36.5	21.7
5	42.46	73.5	54.3	43.7	32.3	19.2
3	38.08	66.0	48.7	39.2	28.9	17.2
2	34.12	59.1	43.6	35.1	25.9	15.4

Fuente: Elaboración del autor

3.4.6 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

En la Tabla 3.13 se presenta el análisis de regresión, para poder obtener las curvas de Intensidad - Duración y Frecuencia, cuyo cálculo se muestran en la Tabla 3.14 y cuya grafica se presenta en la figura 3.1.

TABLA 3.13

Resultado del Análisis de Regresión: efectuado a los datos de intensidad maxima menor de 1 hora, obtenidos para la estacion Antabamba - Challhuanca - Challhuanca II en la Tabla 3.12

Constante	2.4989623		Log K= 2.4990 K= 315.47 m= 0.154 n= 0.750 $I = \frac{315.47 T^{0.154}}{t^{0.750}}$ Donde: I= mm/h T= años t= minutos
Err. estándar de est. Y	0.0143029		
R cuadrada	0.9975191		
Núm. de observaciones	48		
Grado de libertad	47		
Coeficiente(s) X	0.1539975	-0.749974	
Error estándar de coef.	0.0030142	0.0060271	

Fuente: Elaboración propia

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas menores de 1 hora de la Tabla 3.12, mediante el análisis de regresión.

Para la serie Antabamba-Challhuanca-Challhuanca II, se tiene la siguiente ecuación IDF.

$$I = \frac{315.47 T^{0.154}}{t^{0.75}} \quad 3.2$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/hr.)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Duración de la precipitación (minutos)

TABLA 3.14

Intensidades Máximas.- Estación Antabamba-Challhuanca-Challhuanca II (mm/hr)

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$$K = 315.47$$

$$m = 0.154$$

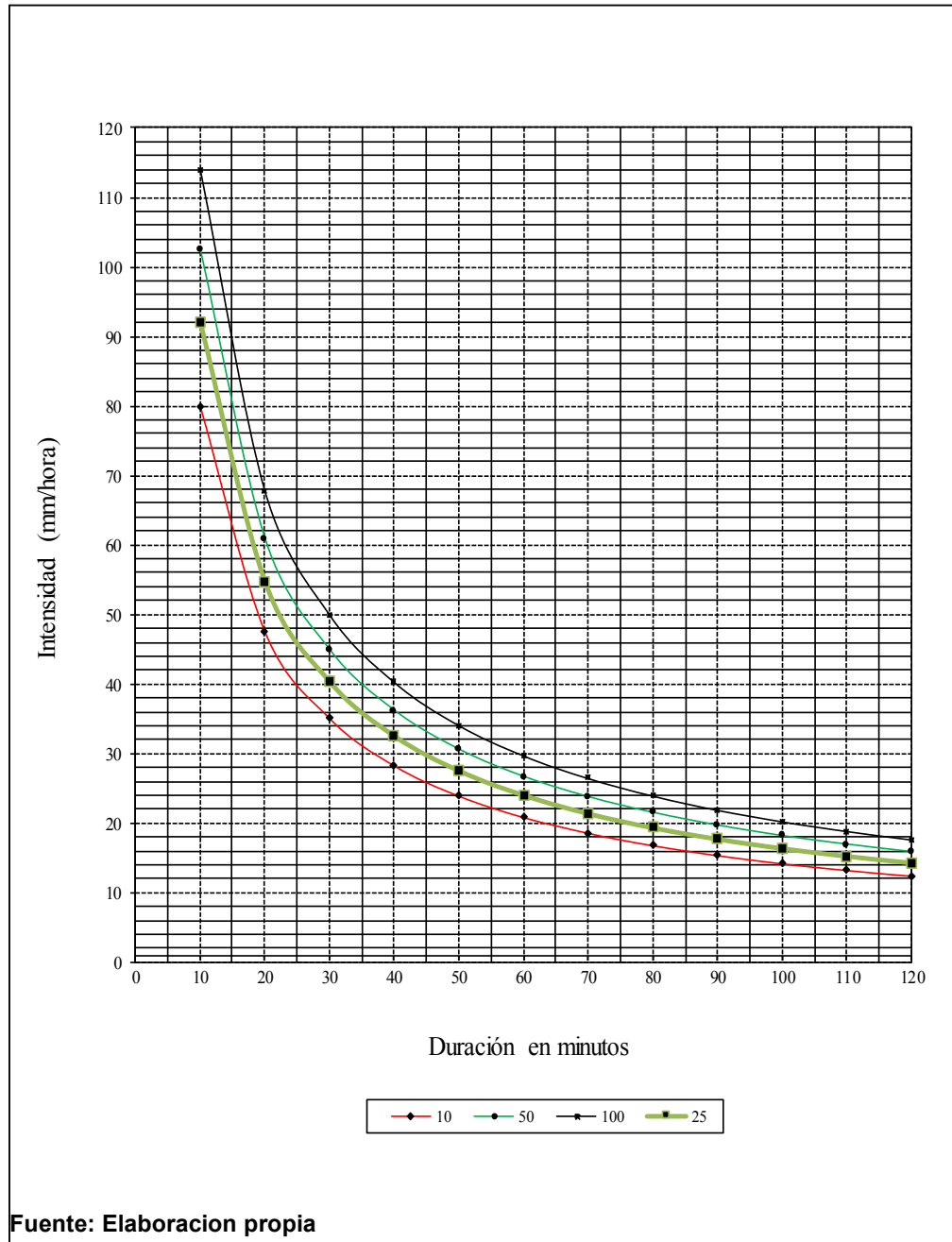
$$n = 0.750$$

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años			
	10	25	50	100
5	134.51	154.89	172.34	191.75
10	79.98	92.10	102.48	114.02
20	47.56	54.76	60.93	67.80
30	35.09	40.40	44.96	50.02
40	28.28	32.56	36.23	40.31
50	23.92	27.55	30.65	34.10
60	20.86	24.03	26.73	29.74
70	18.59	21.40	23.81	26.50
80	16.81	19.36	21.54	23.97
90	15.39	17.73	19.72	21.94
100	14.22	16.38	18.22	20.28
110	13.24	15.25	16.97	18.88
120	12.41	14.29	15.90	17.69

Fuente: Elaboración propia

FIGURA 3.1

CURVAS DE INTENSIDAD DURACION Y FRECUENCIA
ESTACION ANTABAMBA – CHALLHUANCA – CHALLHUANCA II (mm/hr)



3.4.7 ESTIMACIONES DE CAUDALES MAXIMOS DE DISEÑO

Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima será estimada en base a las precipitaciones y las características de la cuenca, tomando en cuenta el Método del Hidrógrama Triangular.

3.4.7.1 MÉTODO DEL HIDRÓGRAMA TRIANGULAR.

Mockus (1) desarrolló un hidrógrama unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrógrama unitario, se deduce el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad 3.3$$

Donde:

A = área de la cuenca en km²

t_b = tiempo base en horas

q_p = descarga pico en m³/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad 3.4$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

1. Mockus, Victor. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hidrograph análisis and application. US. Soil Conservation Service, 1957.

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r \quad 3.5$$

Sin embargo para cuencas de más de 5.00 Km² de área, el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad 3.6$$

Donde: t_r es el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6t_c \quad 3.7$$

Ó bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad 3.8$$

Donde L es la longitud del cauce principal en m, S su pendiente en % y t_r el tiempo de retraso en horas

Altura de precipitación (P)

Las alturas de precipitación corresponden a las precipitaciones máximas en 24 horas para los períodos de retorno correspondientes.

Estación Antabamba – Challhuanca – Challhuanca II.

Para T= 25 años: 40.2 mm. (Para alcantarillas y badenes)

Para T= 100 años: 46.4 mm. (Para puentes y pontones)

Donde:

P = altura de lluvia para un período de retorno de Tr años y una duración “d” en minutos

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva Pe.

$$Q_{\max} = q_p * P_e \quad 3.9$$

P_e Puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento (Curva Numero) propuesto por el U.S. Soil Conservation Service, que se puede obtener de la Tabla A-4 del Anexo A.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad 3.10$$

Donde N es el número de escurrimiento, P_e y P están en cm.

En la Tabla 3.15 se muestra los resultados del caudal máximo estimado por este método SCS.

TABLA 3.15

CAUDALES MAXIMOS - METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km 00+000 - Km 40+150

N°	Ubicación (Km.)	Cuenca (Nombre)	Area	Tiempo de Concentraci3n	Tiempo de Retardo	Tiempo al Pico	Tiempo Base	Caudal Unitario qp	Número Curva	Lluvia efectiva, Pe (mm)	Caudal Máximo (m³/s)
			(km²)	tc (horas)	tr (horas)	tp (horas)	tb (horas)	(m³/s/mm)		25 años	25 años
1	02+370	Media Luna	7.26	0.68	0.41	1.24	3.30	1.22	67	5.93	7.23
2	03+060	Apiña	6.24	0.33	0.20	0.78	2.07	1.67	67	5.93	9.90
3	05+950	NN	6.00	0.50	0.30	1.01	2.69	1.24	67	5.93	7.35
4	15+550	Quilla	184.49	3.89	2.33	4.31	11.50	8.90	67	5.93	52.78
5	15+915	Antilla	7.14	0.54	0.32	1.06	2.83	1.40	67	5.93	8.30
6	18+420	Pichusa	10.02	0.81	0.49	1.39	3.70	1.50	67	5.93	8.90
7	21+525	Pampahuasi	34.87	2.17	1.30	2.78	7.42	2.61	67	5.93	15.48
8	23+930	Morojo Yacu	13.05	0.61	0.37	1.15	3.07	2.36	67	5.93	13.99
9	28+195	Paccha	16.23	1.41	0.84	2.03	5.42	1.66	67	5.93	9.84
10	30+290	Jauro	14.32	0.91	0.55	1.50	4.01	1.98	67	5.93	11.74
11	31+290	Chocoñoma	3.36	0.29	0.17	0.32	0.85	2.19	67	5.93	12.99
12	31+780	Chincheros	2.40	0.37	0.22	0.40	1.08	1.23	67	5.93	7.29
13	32+170	Palmada	2.83	0.39	0.23	0.43	1.15	1.37	67	5.93	8.12
14	33+420	NN	1.18	0.39	0.23	0.43	1.14	0.57	67	5.93	3.38
15	34+720	NN	2.70	0.38	0.23	0.42	1.11	1.35	67	5.93	8.01
16	40+170	Omalo	29.40	1.50	0.90	2.12	5.66	2.88	67	5.93	17.08

Fuente: Elaboración propia

3.5 ANALISIS DEL SISTEMA DE DRENAJE

3.5.1 ALCANTARILLAS

De la Tabla 3.15 se extrae los caudales máximos “Qm”, con un periodo de retorno de 25 años, para las estructuras de cruce existentes de las quebradas con el camino Rural Antabamba – Huancapampa Km 00+000 – Km 40+150, ver Tabla 3.16.

TABLA 3.16

CAUDALES MAXIMOS DE ESTRUCTURAS DE CRUCE EN QUEBRADAS TR. 25 años

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	Estructura Existente	Caudal Hidrológico Qm. (m³/s)
1	02+370	Media Luna	Alcantarilla Marco de Concreto 1.40x1.30 m	7.23
2	05+950	NN	Alcantarilla Marco de Concreto 0.70x0.70 m	7.35
3	15+915	Antilla	Alcantarilla TMC 18"	8.30
4	23+930	Morojo Yacu	Alcantarilla TMC 18"	13.99

Fuente: Elaboración propia

3.5.1.1 CAPACIDAD DE DESCARGA DE ALCANTARILLAS DE CRUCE

Para la determinación de la capacidad de descarga “Q” de las alcantarillas de cruce de quebradas existentes en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150, se ha estimado mediante las ecuaciones 2.45, 2.46 y 2.47, resultados que se exponen en la Tabla 3.17.

TABLA 3.17

CAPACIDAD DE DESCARGA HIDRAULICA DE ESTRUCTURAS DE CRUCE EXISTENTES

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	EstructuraExistente	B	H	Ø	S	A	R	n	Caudal de Diseño Qd (m³/s)	Capacidad Hidraulica (m³/s)
1	02+370	Media Luna	Alcantarilla Marco de Concreto 1.40x1.30 m	1.40	1.30	---	0.03	1.82	0.46	0.040	4.662	No Cumple
2	05+950	NN	Alcantarilla Marco de Concreto 0.70x0.70 m	0.70	0.70	---	0.03	0.49	0.23	0.040	0.804	No Cumple
3	15+915	Antilla	Alcantarilla TMC 18"	---	---	18	0.03	0.16	0.18	0.024	0.220	No Cumple
4	23+930	Morojo Yacu	Alcantarilla TMC 18"	---	---	18	0.03	0.16	0.18	0.024	0.220	No Cumple

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.2 DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS A REMPLAZAR

En el caso de reemplazo de alcantarillas, las nuevas dimensiones son calculadas de modo que la capacidad de descarga “Qd” de las estructuras proyectadas sea mayor que los caudales máximos.

$$Q_d > Q_m$$

“Qc” calculados en el análisis de cuencas y se ha asumido las siguientes condiciones para determinar las dimensiones de las alcantarillas proyectadas.

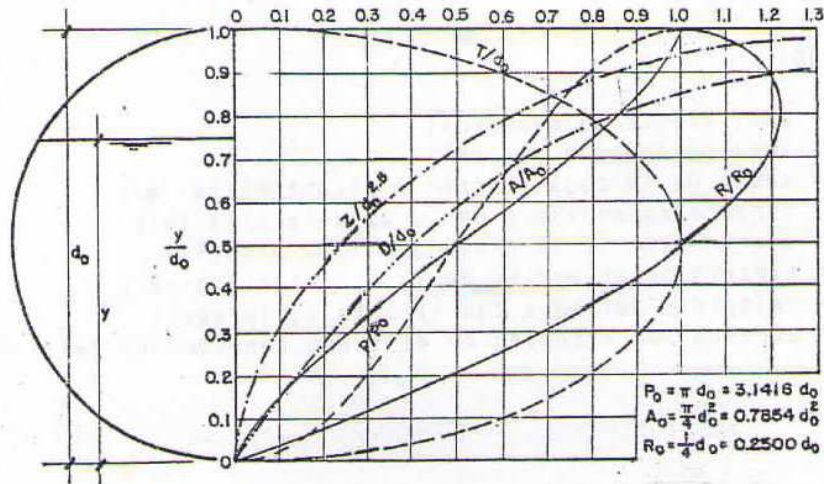
- La pendiente mínima es de 3.0%
- El coeficiente de rugosidad para las alcantarillas es 0.024 (tubería metálica corrugada), obtenida de la Tabla A-2 del Anexo A.
- Se considera que la alcantarilla trabajara al 80 % de su capacidad de descarga máxima.

Los valores R/Ro y A/Ao para hallar el diámetro mínimo de la Tubería Metálica Corrugada se hallan utilizando la figura 3.1.

En la Tabla 3.18 se muestran el dimensionamiento realizado.

FIGURA 3.1.

ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION CIRCULAR



Fuente: Manual de Diseño de Alcantarillas, Cooperación Técnica Peruano – holandesa.

3.5.1.3 DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS PROYECTADAS

Para la determinación de la capacidad de descarga Q de las alcantarillas proyectadas de las estructuras de cruce con el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150, se ha utilizado la fórmula de Manning, y se ha asumido las condiciones más desfavorables:

- La pendiente mínima 3.0%
- El coeficiente de rugosidad para las alcantarillas de Tubería Metálica Corrugada es de 0.024, ver Tabla A-2 del Anexo A.
- Las alcantarillas TMC trabajarán al 80% de su capacidad de descarga máxima.

En la actualidad existe un número reducido de alcantarillas en mal estado, muchos de ellos obstruidos y mal ubicados lo que implica un drenaje deficiente en las épocas de avenida y por otra parte según la rasante proyectada en el estudio se encuentra por debajo de la rasante existente. Por cuanto se ha visto por conveniente cambiar la totalidad de alcantarillas.

Siguiendo el mismo procedimiento anterior para las estructuras existentes se tiene tal como se muestra en la Tabla 3.19.

En la Tabla 3.20 se muestra la relación de alcantarillas proyectadas en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150, así mismo se detalla la progresiva donde se encuentran ubicadas, material y caudal de diseño y características técnicas.

TABLA 3.18
CAPACIDAD DE DESCARGA DE ESTRUCTURAS DE CRUCE A REEMPLAZAR
EN EL CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

N°	Km	Cuenca	MANNING							
			Pendiente S	Rugosidad n	Caudal Hidrológico Qm. (m ³ /s)	R/Ro	A/Ao	Radio Hidraulico R	Area A	Ø mínimo (m)
1	02+370	Media Luna	0.030	0.024	7.23	1.22	0.86	0.40	2.01	1.60
2	05+950	NN	0.030	0.024	7.35	1.22	0.86	0.40	2.01	1.60
3	15+915	Antilla	0.030	0.024	8.30	1.22	0.86	0.43	2.27	1.70
4	23+930	Morojo Yacu	0.030	0.024	13.99	1.22	0.86	0.50	3.14	2.00

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.19
CAPACIDAD DE DESCARGA DE ESTRUCTURAS DE ALCANTARILLAS PROYECTADAS
EN EL CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

N°	Km	Cuenca	MANNING							
			Pendiente S	Rugosidad n	Caudal Hidrológico Qm. (m ³ /s)	R/Ro	A/Ao	Radio Hidraulico R	Area A	Ø (m)
1	30+290	Jauro	0.030	0.024	11.74	1.22	0.86	0.48	2.84	1.90
2	31+290	Chocoñoma	0.030	0.024	12.99	1.22	0.86	0.50	3.14	2.00
3	31+780	Chincheros	0.030	0.024	7.29	1.22	0.86	0.40	2.01	1.60
4	32+170	Palmadera	0.030	0.024	8.12	1.22	0.86	0.43	2.27	1.70
5	33+420	NN	0.030	0.024	3.38	1.22	0.86	0.30	1.13	1.20
6	34+720	NN	0.030	0.024	8.01	1.22	0.86	0.40	2.01	1.60

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.20

RELACION DE ALCANTARILLAS PROYECTADAS

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Progresiva	Tipo	Material	Caudal de Diseño (m3/s)	Dimensiones					
				Altura	Diametro (pulg.)	Conducto	Longitud	Entrada	Salida
00+080	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.98	Ala	Ala
00+270	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	8.08	Caja	Ala
00+570	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.42	Caja	Ala
00+820	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.35	Ala	Ala
01+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.72	Ala	Ala
01+381	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.72	Ala	Ala
01+585	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.32	Ala	Ala
01+900	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.01	Ala	Ala
02+135	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.35	Ala	Ala
02+370	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	7.23		60		5.41	Ala	Ala
02+984	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.65	Caja	Ala
03+336	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.23	Caja	Ala
03+600	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.14	Caja	Ala
03+860	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.59	Caja	Ala
04+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.71	Caja	Ala
04+350	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.37	Caja	Ala
04+600	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.67	Caja	Ala
04+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.60	Caja	Ala
05+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.93	Caja	Ala
05+350	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.41	Caja	Ala
05+600	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.70	Caja	Ala
05+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.89	Caja	Ala
05+950	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	7.35		60		5.90	Ala	Ala
06+300	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.84	Caja	Ala
06+543	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.97	Caja	Ala
06+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.73	Caja	Ala
07+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.61	Caja	Ala
07+310	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.56	Caja	Ala
07+595	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.45	Caja	Ala
07+720	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.75	Caja	Ala
08+140	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.65	Caja	Ala
08+460	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.99	Caja	Ala
08+940	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.93	Caja	Ala
09+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.78	Caja	Ala
09+450	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.92	Caja	Ala
09+640	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.38	Caja	Ala
09+860	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
10+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.42	Caja	Ala
10+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.32	Caja	Ala
10+400	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.96	Caja	Ala

10+650	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.57	Caja	Ala
11+150	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.84	Caja	Ala
11+400	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.34	Caja	Ala
11+570	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.61	Caja	Ala
11+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.53	Caja	Ala
12+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
12+300	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.20	Caja	Ala
12+540	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.61	Caja	Ala
12+750	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.53	Caja	Ala
13+040	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.76	Caja	Ala
13+240	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
13+560	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.59	Caja	Ala
13+800	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.52	Caja	Ala
14+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.38	Caja	Ala
14+400	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.46	Caja	Ala
14+700	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.50	Caja	Ala
15+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.40	Caja	Ala
15+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.67	Caja	Ala
15+580	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.74	Caja	Ala
15+915	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	8.3		72	simple	6.20	Ala	Ala
16+303	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.77	Ala	Ala
16+630	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.74	Caja	Ala
17+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.57	Caja	Ala
17+450	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.95	Caja	Ala
17+700	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.57	Caja	Ala
17+820	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.60	Caja	Ala
18+110	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.84	Caja	Ala
18+380	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.83	Ala	Ala
18+650	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.65	Caja	Ala
18+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.89	Caja	Ala
19+280	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.60	Caja	Ala
19+550	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.58	Caja	Ala
19+800	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.47	Caja	Ala
20+050	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.56	Caja	Ala
20+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.83	Caja	Ala
20+450	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.60	Caja	Ala
20+700	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.43	Caja	Ala
20+950	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.73	Caja	Ala
21+150	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.52	Caja	Ala
21+350	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.14	Caja	Ala
21+760	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.69	Caja	Ala
22+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.09	Caja	Ala
22+380	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.69	Caja	Ala
22+720	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.72	Caja	Ala
23+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.85	Caja	Ala
23+500	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.70	Caja	Ala
23+930	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-152	13.99		Arco Boveda, L=2.49, F=1.75		5.69	Ala	Ala
24+120	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.67	Caja	Ala
24+363	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.87	Ala	Ala
24+960	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.57	Caja	Ala

25+400	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.47	Caja	Ala
25+660	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
26+450	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.58	Caja	Ala
26+745	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
27+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.42	Caja	Ala
27+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.56	Caja	Ala
27+550	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.95	Caja	Ala
28+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.74	Caja	Ala
28+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.95	Caja	Ala
28+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.83	Caja	Ala
28+500	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.15	Caja	Ala
28+760	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.62	Caja	Ala
29+020	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.53	Caja	Ala
29+220	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.17	Caja	Ala
29+420	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.08	Caja	Ala
29+620	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.81	Caja	Ala
29+800	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.68	Caja	Ala
30+200	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.75	Caja	Ala
30+290	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	11.74		72	simple	6.13	Ala	Ala
30+670	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.18	Caja	Ala
30+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.36	Caja	Ala
31+050	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.65	Ala	Ala
31+320	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.66	Caja	Ala
31+290	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	12.99		72	simple	6.56	Ala	Ala
31+780	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	7.29		60	simple	6.00	Caja	Ala
32+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.57	Caja	Ala
32+170	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	8.12		60	simple	6.00	Caja	Ala
32+300	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.00	Caja	Ala
32+520	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.61	Caja	Ala
32+900	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.20	Caja	Ala
33+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.59	Ala	Ala
33+420	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	3.38		60	simple	6.65	Ala	Ala
33+600	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.69	Caja	Ala
33+780	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.91	Caja	Ala
34+100	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.61	Caja	Ala
34+480	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.94	Caja	Ala
34+720	Alcantarilla	TMC - Multiplate MP-68	8.01		60	simple	5.40	Caja	Ala
35+000	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.52	Caja	Ala
35+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.82	Caja	Ala
35+500	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.70	Caja	Ala
35+700	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.67	Caja	Ala
35+900	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.85	Caja	Ala
36+150	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.72	Caja	Ala
36+420	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.51	Caja	Ala
36+650	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.48	Caja	Ala
37+050	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.15	Caja	Ala
37+250	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.02	Caja	Ala
37+500	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.32	Caja	Ala
37+650	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.64	Caja	Ala
37+940	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.79	Caja	Ala
38+850	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.57	Caja	Ala
39+150	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.82	Caja	Ala
39+720	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	5.57	Caja	Ala
39+920	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	7.70	Caja	Ala
40+150	Alcantarilla	TMC	0.96		36	simple	6.58	Caja	Ala

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 BADENES

De La Tabla 3.15, se extrae los caudales máximos Q_m con un periodo de retorno de 25 años, para los badenes existentes que sirven de cruce para las quebradas más importantes del camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150, ver Tabla 3.21.

TABLA 3.21

CAUDALES MAXIMOS PARA LOS BADENES EXISTENTES

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	Estructura Existente	Caudal Hidrológico Q_m (m^3/s)
1	03+060	Apiña	Baden Natural	7.531
2	18+420	Pichusa	Baden Natural	6.701

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.1 CAPACIDAD DE DESCARGA DE BADENES EXISTENTES

Para el diseño hidráulico se idealizara el badén como un canal trapezoidal con régimen uniforme.

Este tipo de flujo tiene las siguientes propiedades:

- La profundidad, área de la sección transversal, velocidad media y gasto son constantes en la sección del canal.
- La línea de energía, el eje hidráulico y el fondo del canal son paralelos, es decir, las pendientes de la línea de energía, de fondo y de la superficie del agua son iguales. El flujo uniforme se que considera es

permanente en el tiempo. Aun cuando este tipo de flujo es muy raro en las corrientes naturales, en general, constituye una manera fácil de idealizar el flujo en el badén y los resultados tienen una aproximación práctica adecuada.

Se hace el análisis de la sección hidráulica como canal trapezoidal utilizando la formula de Manning, y se asumió las condiciones más desfavorables.

- El tirante de agua sobre la superficie del tramo del badén es en promedio 0.25 – 0.30 m.
- La pendiente mínima estará entre 2-3 %, entrada y salida del badén.
- El coeficiente de rugosidad para los badenes como 0.015 (concreto desgastado), ver Tabla A-2 del Anexo A.

En la Tabla 3.22 se presenta la capacidad de descarga de los badenes existentes en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150.

TABLA 3.22

CAPACIDAD DE DESCARGA DE BADENES EXISTENTES

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANNING					CAPACIDAD HIDRAULICA
			L	Dx	Tirante Y 0.8H	Pendiente S	Rugosidad n	Radio Hidraulico R	Area A	Caudal Q	
1	03+060	Apiña	7.00	0.30	0.24	0.030	0.015	0.225	1.680	7.168	NO CUMPLE
2	18+420	Pichusa	10.00	0.30	0.24	0.025	0.015	0.229	2.400	9.469	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

3.5.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE BADENES A REEMPLAZAR

En el caso de reemplazo de badenes, las nuevas dimensiones son calculadas de modo que la capacidad de descarga “QD” de las estructuras proyectadas sea

mayor que los caudales máximos “QC” calculados en el análisis realizado a las cuencas. En la Tabla 3.23 se presenta el análisis de la capacidad de descarga del badén a reemplazar en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150.

TABLA 3.23**CAPACIDAD DE DESCARGA DE BADEN A REEMPLAZAR****CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150**

Nº	Km	Cuenca	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANNING					CAPACIDAD HIDRAULICA
			L	Dx	Tirante Y 0.8H	Pendiente S	Rugosidad n	Radio Hidraulico R	Area A	Caudal Q	
1	03+060	Apiña	10.00	0.30	0.24	0.028	0.015	0.229	2.400	10.021	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

3.5.3 PUENTES Y PONTONES

Para el presente estudio se considera que si la estructura tiene una luz superior a los 10 m se trata de un puente, si tiene una luz comprendida entre 3.0 m y 10.0 m se trata de un pontón y si tiene una luz menor a 3.0 m se trata de una alcantarilla.

Del análisis de cuencas se extrae el caudal máximo Q_m con un periodo de retorno de 25 años para las obras de arte y drenaje.

Tenemos entonces la Tabla 3.24 donde se indica el caudal máximo de diseño para los pontones existentes en el camino rural Antabamba – Huancapampa km 00+000 - km. 40+150.

TABLA 3.24

CAUDALES MAXIMOS DE LOS PONTONES EXISTENTES

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	Estructura Existente	Caudal Hidrológico Qm. (m ³ /s)
4	15+550	Quilla	Puente de Concreto 9.0x6.0 m	527.770
7	21+525	Pampahuasi	Ponton de Concreto 8.0x10.0 m	154.770
9	28+195	Paccha	Ponton de Concreto 9.0x8.0 m	98.440
0	40+170	Omalo	Puente de Concreto 10.0x10.0 m	170.780

Fuente: elaboración propia

3.5.3.1 CAPACIDAD DE DESCARGA DE PONTONES EXISTENTES

Para la determinación de la capacidad de descarga “Q” de los pontones existentes en los cruces de las quebradas se ha utilizado la formula de Manning y se ha asumido las siguientes condiciones más desfavorables:

- Ya que las dimensiones de los pontones a la entrada y a la salida varían, para fines de cálculo, se ha considerado las dimensiones que den el área menor asumiendo que el pontón trabajara al 80 % de su capacidad.
- La pendiente de 2%
- El coeficiente de rugosidad para los pontones según el material utilizado en su construcción, obtenido en la Tabla A-2 del Anexo A.

- Para los pontones cuya capacidad de descarga “Q” sea menor al caudal máximo “Qm” determinado en el cuadro 3.25 se recomendara su reemplazo por una estructura de dimensiones mayores.

En la Tabla 3.25 se presenta el cálculo de la capacidad de descarga de los pontones existentes en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km.40+150.

TABLA 3.25

CAPACIDAD DE DESCARGA DE PONTONES EXISTENTES

CAMINO RURAL ANTABAMBA - HUANCAPAMPA Km. 00+000 - Km. 40+150

Nº	Km	Cuenca	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANNING					
			L	H	Tirante Y 0.8H	Pendiente S	Rugosida d n	Radio Hidraulico R	Area A	Caudal Q	CAPACIDAD HIDRAULICA
1	15+550	Quilla	9.00	6.00	4.80	0.060	0.035	2.323	43.20	528.469	CUMPLE
2	21+525	Pampahuasi	7.00	4.80	3.84	0.020	0.035	1.831	26.88	162.559	CUMPLE
3	28+195	Paccha	8.00	4.50	3.60	0.020	0.035	1.895	28.80	178.185	CUMPLE
4	40+170	Omalo	10.00	10.00	8.00	0.020	0.035	3.077	80.00	683.830	CUMPLE

Fuente: elaboración propia

3.5.4 CUNETAS

Las cunetas para el presente proyecto se han considerado de tierra, ya que se trata de una carretera vecinal, por cuanto con el fin de mantener un buen sistema de drenaje y evitar la erosión en los tramos de fuerte pendiente, se ha colocado alcantarillas de desfogue a menor espaciamiento lo cual garantizara un buen sistema de drenaje.

a) Caudal “Q” de aporte

El caudal de diseño de las cunetas triangulares sin revestir se determinara utilizando el método racional.

$$Q = \frac{C.I.A}{3.6} \quad 3.12$$

Donde:

Q: Caudal (m3/s)

C: Coeficiente de escurrimiento de la cuenca

I: Intensidad de la Lluvia de diseño (mm/h)

A: Área aportante (km2).

Considerando 250 m de longitud de cuneta entre alcantarillas y 50 m de altura de talud da un área de escurrimiento aportante de 12,500 m2 (A= 0.0125 km2), asumiendo un coeficiente de escurrimiento promedio (C=0.35), Intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años (I= 92.10 mm/h) se obtiene un caudal de diseño Q = 0.112 m3/s (112 lt. /s).

b) Dimensiones Mínimas

La sección hidráulica de la cuneta se determinara utilizando la formula de Manning:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad 3.13$$

Donde:

Q: Capacidad de descarga (m3/s)

A: Sección (m2)

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente de la cuneta (m/m)

n: Coeficiente de rugosidad (m)

Las dimensiones de la cuneta serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviales, siendo las dimensiones mínimas las indicadas en la Tabla 3.26.

TABLA 3.26

DIMENSIONES MINIMAS DE CUNETAS TRIANGULAR TIPICA

REGION	PROFUNDIDAD (D) (M)	ANCHO (A) (M)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy Lluviosa	0.30*	1.20

***Sección Trapezoidal con un ancho mínimo de fondo de 0.30 m**

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de tránsito – MTC.

Consideraciones:

- Pendiente $S=0.5\% - 2\%$ para cunetas sin revestir.
- Coeficiente de Rugosidad $n=0.022$, correspondiente a terreno excavado con presencia de musgo corto y poca hierba, obtenido de la Tabla A-2 del Anexo A.
- Profundidad de la cuneta $h = 0.40$ m, para regiones lluviosas.
- Ancho libre 0.80 m
- Talud hacia el corte 0.5:1 (H: V), Talud hacia la plataforma 2:1 (H: V).

- Para las siguientes consideraciones calculamos la capacidad de descarga de la cuneta triangular.

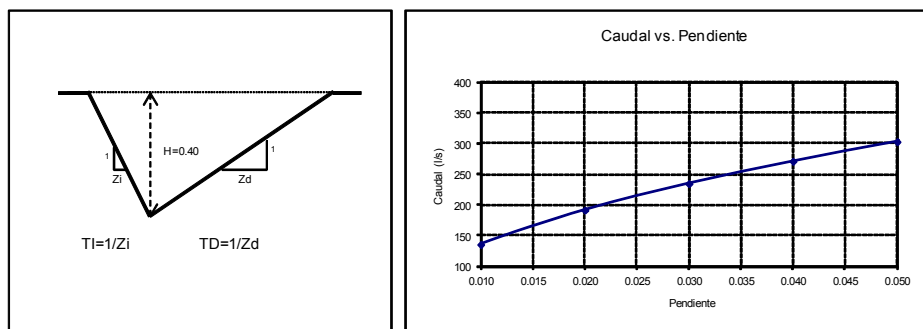
$$Q_{\text{Manning}} = 126.0 \text{ lt/s}$$

Se observa que $Q_{\text{Manning}} > Q_{\text{diseño}}$, por lo tanto las consideraciones adoptadas serán las características hidráulicas y geométricas de la cuneta.

A continuación en la Tabla 3.27 se muestra el cálculo de capacidad de la cuneta triangular para diferentes pendientes.

TABLA 3.27

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CUNETAS TRIANGULARES



Zi= 0.5			Zd= 1.5			n= 0.022		
H (m)	bl (m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	S	Q (m ³ /s)	Q (lt/s)
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.005	0.096	96
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.010	0.135	135
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.020	0.192	192
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.030	0.235	235
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.040	0.271	271
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.050	0.303	303
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.060	0.332	332
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.070	0.358	358
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.080	0.383	383
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.090	0.406	406
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.100	0.428	428
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.110	0.449	449
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.120	0.469	469
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.130	0.488	488
0.40	0.05	0.35	0.123	1.022	0.120	0.140	0.507	507

Fuente: elaboración propia

En la Tabla 3.28 se muestra la relación de cunetas proyectadas en el camino rural Antabamba – Huancapampa Km. 00+000 – Km. 40+150.

TABLA 3.28

RELACION DE CUNETAS PROYECTADAS

CAMINO RURAL ANTABAMBA – HUANCAPAMPA KM. 00+000 –KM. 40+150.

UBICACION		LONGITUD	LADO	PUNTO DE DESCARGA	OBSERVACION
DE	A				
00+020	00+080	60.00	IZQUIERDO	00+080	Alcantarilla
00+080	00+270	190.00	IZQUIERDO	00+270	Alcantarilla
00+270	00+570	300.00	IZQUIERDO	00+570	Alcantarilla
00+570	00+820	250.00	IZQUIERDO	00+820	Alcantarilla
00+820	01+000	180.00	IZQUIERDO	01+000	Alcantarilla
01+000	01+381	381.00	IZQUIERDO	01+381	Alcantarilla
01+381	01+585	204.00	IZQUIERDO	01+585	Alcantarilla
01+585	01+900	315.00	IZQUIERDO	01+900	Alcantarilla
01+900	02+135	235.00	IZQUIERDO	02+135	Alcantarilla
02+135	02+370	235.00	IZQUIERDO	02+370	Alcantarilla
02+370	02+984	614.00	IZQUIERDO	02+984	Alcantarilla
02+984	03+336	350.00	IZQUIERDO	03+336	Alcantarilla
03+336	03+600	264.00	IZQUIERDO	03+600	Alcantarilla
03+600	03+860	260.00	IZQUIERDO	03+860	Alcantarilla
03+860	04+100	240.00	IZQUIERDO	04+100	Alcantarilla
04+100	04+350	250.00	IZQUIERDO	04+350	Alcantarilla
04+350	04+600	250.00	IZQUIERDO	04+600	Alcantarilla
04+600	04+850	250.00	IZQUIERDO	04+850	Alcantarilla
04+850	05+100	250.00	IZQUIERDO	05+100	Alcantarilla
05+100	05+350	250.00	IZQUIERDO	05+350	Alcantarilla
05+350	05+600	250.00	IZQUIERDO	05+600	Alcantarilla
05+600	05+850	250.00	IZQUIERDO	05+850	Alcantarilla
05+850	05+950	100.00	IZQUIERDO	05+950	Alcantarilla
05+960	06+300	340.00	IZQUIERDO	06+300	Alcantarilla
06+300	06+543	243.00	IZQUIERDO	06+543	Alcantarilla
06+543	06+850	307.00	IZQUIERDO	06+850	Alcantarilla

06+850	07+100	250.00	IZQUIERDO	07+100	Alcantarilla
07+100	07+310	210.00	IZQUIERDO	07+310	Alcantarilla
07+310	07+595	285.00	IZQUIERDO	07+595	Alcantarilla
07+595	07+720	125.00	IZQUIERDO	07+720	Alcantarilla
07+920	08+140	220.00	DERECHO	08+140	Alcantarilla
08+320	08+460	140.00	IZQUIERDO	08+460	Alcantarilla
08+680	08+940	260.00	DERECHO	08+940	Alcantarilla
08+940	09+200	260.00	DERECHO	09+200	Alcantarilla
09+260	09+450	190.00	IZQUIERDO	09+450	Alcantarilla
09+450	09+640	190.00	IZQUIERDO	09+640	Alcantarilla
09+740	09+860	120.00	DERECHO	09+860	Alcantarilla
09+940	10+000	60.00	IZQUIERDO	10+000	Alcantarilla
10+000	10+250	250.00	IZQUIERDO	10+250	Alcantarilla
10+250	10+400	150.00	IZQUIERDO	10+400	Alcantarilla
10+400	10+650	250.00	IZQUIERDO	10+650	Alcantarilla
10+900	11+150	250.00	DERECHO	11+150	Alcantarilla
11+150	11+400	250.00	IZQUIERDO	11+400	Alcantarilla
11+400	11+570	170.00	IZQUIERDO	11+570	Alcantarilla
11+570	11+850	280.00	IZQUIERDO	11+850	Alcantarilla
11+900	12+100	200.00	IZQUIERDO	12+100	Alcantarilla
12+100	12+300	200.00	IZQUIERDO	12+300	Alcantarilla
12+300	12+540	240.00	IZQUIERDO	12+540	Alcantarilla
12+540	12+750	210.00	IZQUIERDO	12+750	Alcantarilla
12+880	13+040	160.00	DERECHO	13+040	Alcantarilla
13+040	13+240	200.00	DERECHO	13+240	Alcantarilla
13+420	13+560	140.00	IZQUIERDO	13+560	Alcantarilla
13+560	13+800	240.00	IZQUIERDO	13+800	Alcantarilla
13+800	14+100	300.00	IZQUIERDO	14+100	Alcantarilla
14+100	14+400	300.00	IZQUIERDO	14+400	Alcantarilla
14+400	14+700	300.00	IZQUIERDO	14+700	Alcantarilla
14+700	15+000	300.00	IZQUIERDO	15+000	Alcantarilla
15+000	15+250	250.00	IZQUIERDO	15+250	Alcantarilla
15+250	15+580	330.00	IZQUIERDO	15+580	Alcantarilla
15+580	15+915	335.00	IZQUIERDO	15+915	Alcantarilla
15+915	16+303	388.00	IZQUIERDO	16+303	Alcantarilla
16+303	16+630	327.00	IZQUIERDO	16+630	Alcantarilla
16+630	17+200	570.00	IZQUIERDO	17+200	Alcantarilla
17+200	17+450	250.00	IZQUIERDO	17+450	Alcantarilla
17+450	17+700	250.00	IZQUIERDO	17+700	Alcantarilla
17+700	17+820	120.00	IZQUIERDO	17+820	Alcantarilla
17+820	18+110	290.00	IZQUIERDO	18+110	Alcantarilla

18+110	18+380	270.00	IZQUIERDO	18+380	Alcantarilla
18+380	18+650	270.00	IZQUIERDO	18+650	Alcantarilla
18+650	18+850	200.00	IZQUIERDO	18+850	Alcantarilla
18+850	19+280	430.00	IZQUIERDO	19+280	Alcantarilla
19+280	19+550	270.00	IZQUIERDO	19+550	Alcantarilla
19+550	19+800	250.00	IZQUIERDO	19+800	Alcantarilla
19+800	20+050	250.00	IZQUIERDO	20+050	Alcantarilla
20+050	20+250	200.00	IZQUIERDO	20+250	Alcantarilla
20+250	20+450	200.00	IZQUIERDO	20+450	Alcantarilla
20+450	20+700	250.00	IZQUIERDO	20+700	Alcantarilla
20+700	20+950	250.00	IZQUIERDO	20+950	Alcantarilla
20+950	21+150	200.00	IZQUIERDO	21+150	Alcantarilla
21+150	21+350	200.00	IZQUIERDO	21+350	Alcantarilla
21+350	21+760	410.00	IZQUIERDO	21+760	Alcantarilla
21+760	22+000	240.00	IZQUIERDO	22+000	Alcantarilla
22+000	22+380	380.00	IZQUIERDO	22+380	Alcantarilla
22+380	22+720	340.00	IZQUIERDO	22+720	Alcantarilla
22+720	23+200	480.00	IZQUIERDO	23+200	Alcantarilla
23+200	23+500	300.00	IZQUIERDO	23+500	Alcantarilla
23+500	23+930	430.00	IZQUIERDO	23+930	Alcantarilla
23+930	24+120	190.00	IZQUIERDO	24+120	Alcantarilla
24+120	24+363	243.00	IZQUIERDO	24+363	Alcantarilla
24+363	24+960	597.00	IZQUIERDO	24+960	Alcantarilla
24+960	25+400	440.00	IZQUIERDO	25+400	Alcantarilla
25+400	25+660	260.00	IZQUIERDO	25+660	Alcantarilla
25+660	26+450	790.00	IZQUIERDO	26+450	Alcantarilla
26+450	26+745	295.00	IZQUIERDO	26+745	Alcantarilla
26+745	27+000	255.00	IZQUIERDO	27+000	Alcantarilla
27+000	27+200	200.00	IZQUIERDO	27+200	Alcantarilla
27+200	27+550	350.00	IZQUIERDO	27+550	Alcantarilla
27+550	28+000	450.00	IZQUIERDO	28+000	Alcantarilla
28+000	28+200	200.00	IZQUIERDO	28+200	Alcantarilla
28+200	28+250	50.00	IZQUIERDO	28+250	Alcantarilla
28+250	28+500	250.00	IZQUIERDO	28+500	Alcantarilla
28+500	28+760	260.00	IZQUIERDO	28+760	Alcantarilla
28+760	29+020	260.00	IZQUIERDO	29+020	Alcantarilla
29+020	29+220	200.00	IZQUIERDO	29+220	Alcantarilla
29+220	29+420	200.00	IZQUIERDO	29+420	Alcantarilla
29+420	29+620	200.00	IZQUIERDO	29+620	Alcantarilla
29+620	29+800	180.00	IZQUIERDO	29+800	Alcantarilla
29+800	30+200	400.00	IZQUIERDO	30+200	Alcantarilla

30+200	30+290	90.00	IZQUIERDO	30+290	Alcantarilla
30+290	30+670	380.00	IZQUIERDO	30+670	Alcantarilla
30+670	30+850	180.00	IZQUIERDO	30+850	Alcantarilla
30+850	31+050	200.00	IZQUIERDO	31+050	Alcantarilla
31+050	31+320	270.00	IZQUIERDO	31+320	Alcantarilla
31+320	31+420	100.00	IZQUIERDO	31+420	Alcantarilla
31+420	31+780	360.00	IZQUIERDO	31+780	Alcantarilla
31+780	32+000	220.00	IZQUIERDO	32+000	Alcantarilla
32+000	32+170	170.00	IZQUIERDO	32+170	Alcantarilla
32+170	32+300	130.00	IZQUIERDO	32+300	Alcantarilla
32+300	32+520	220.00	IZQUIERDO	32+520	Alcantarilla
32+520	32+900	380.00	IZQUIERDO	32+900	Alcantarilla
32+900	33+100	200.00	IZQUIERDO	33+100	Alcantarilla
33+100	33+420	320.00	IZQUIERDO	33+420	Alcantarilla
33+420	33+600	180.00	IZQUIERDO	33+600	Alcantarilla
33+600	33+780	180.00	IZQUIERDO	33+780	Alcantarilla
33+780	34+100	320.00	IZQUIERDO	34+100	Alcantarilla
34+100	34+480	380.00	IZQUIERDO	34+480	Alcantarilla
34+480	34+720	240.00	IZQUIERDO	34+720	Alcantarilla
34+720	35+000	280.00	IZQUIERDO	35+000	Alcantarilla
35+000	35+250	250.00	IZQUIERDO	35+250	Alcantarilla
35+250	35+500	250.00	IZQUIERDO	35+500	Alcantarilla
35+500	35+700	200.00	IZQUIERDO	35+700	Alcantarilla
35+700	35+900	200.00	IZQUIERDO	35+900	Alcantarilla
35+900	36+150	250.00	IZQUIERDO	36+150	Alcantarilla
36+150	36+420	270.00	IZQUIERDO	36+420	Alcantarilla
36+420	36+650	230.00	IZQUIERDO	36+650	Alcantarilla
36+650	37+050	400.00	IZQUIERDO	37+050	Alcantarilla
37+050	37+250	200.00	IZQUIERDO	37+250	Alcantarilla
37+420	37+500	80.00	DERECHO	37+500	Alcantarilla
37+500	37+650	150.00	DERECHO	37+650	Alcantarilla
37+820	37+940	120.00	IZQUIERDO	37+940	Alcantarilla
38+640	38+850	210.00	DERECHO	38+850	Alcantarilla
39+000	39+150	150.00	IZQUIERDO	39+150	Alcantarilla
39+460	39+720	260.00	IZQUIERDO	39+720	Alcantarilla
39+720	39+920	200.00	IZQUIERDO	39+920	Alcantarilla
39+920	40+150	230.00	IZQUIERDO	40+150	Alcantarilla

Fuente: elaboración propia

CAPITULO IV: CONCLUSIONES

CAPITULO IV: CONCLUSIONES

- Realizado el inventario vial, se observo que el adecuado drenaje de la vía depende básicamente de estas actividades:
 - Mantenimiento y limpieza de las estructuras de drenaje.
 - El remplazo de las estructuras existentes en mal estado.
 - La proyección de nuevas estructuras de drenaje en la vía.
- Se observa también que el éxito de la obtención de resultados depende mucho de la información adquirida, ya que de no contar con variada información pluviográfica y cartográfica no sería posible obtener resultados satisfactorios.
- El criterio de diseño elegido para las estructuras de cruce de la vía y las alcantarillas proyectadas sean de TMC, se ha hecho tomando en cuenta que en la zona no existen canteras de piedra que pudieran ser utilizadas en la construcción alcantarillas de concreto.
- Las alcantarillas proyectadas son de Tubería Metálica Corrugada (TMC). Las que conforman en el proyecto y son 145 propuestas distribuidas de la siguiente manera:

ALCANTARILLAS - TUBERIA METALICA CORRUGADA (TMC)			
Ø 36"	Ø 60"	Ø 72"	Arco Boveda L=2.49, F=1.75
135	6	3	1

- Las obras de drenaje longitudinal estarán constituidas por cunetas de sección triangular de tierra, de sección L=0.80 m y H=0.40 m. el caudal de diseño es de 126 l/s.

- La elección del tipo de estructura se realizo de acuerdo a la importancia de la vía, en este caso una carretera rural.

CAPITULO V: RECOMENDACIONES

CAPITULO V: RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar mantenimiento constante en las cunetas y los cauces para evitar la presencia de vegetación en la entrada de las alcantarillas y otras obras de arte, así como azolvamiento en las capas de entrada.
- Las entradas y salidas de las alcantarillas deberán ser protegidas y encauzadas, para evitar el proceso erosivo.
- Se recomienda la atención prioritaria al drenaje, por su importancia, no debiendo prescindirse de su construcción, garantizando de este modo una buena conservación y sostenibilidad de la carretera y por cuanto la inversión a realizarse.
- El adecuado análisis en la elección de los métodos empleados para el análisis hidrológico, es muy importante ya que una mala elección de los parámetros o de los métodos conlleva a la obtención de valores incongruentes con los fenómenos reales que se producen en la vía y en los cursos de agua.
- Se recomienda especial cuidado con el trabajo de campo durante el inventario de las obras existentes ya que el estado de estas estructuras son la mayor fuente de información que se pueden obtener.

CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA

CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA

- Ven Te Chow, 1988 hidrología Aplicada. Edit. McGRAW-HILL, INTERAMERICANA SA., Santa Fe de Bogotá, 1ra edición.
- Ray K. linsley, 1982, Hidrología para Ingenieros, Edit. Edit. McGRAW-HILL, INTERAMERICANA SA., México, 2da edición.
- MANUAL DE DISEÑO DE ALCANTARILLAS, COOPERACION PERUANO-HOLANDESA, 1986, LIMA – PERU.
- Wendor Chereque Moran, 1989. “HIDROLOGIA” para estudiantes de ingeniería civil. CONSEJO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNOLOGIA, LIMA – PERU.
- EXPEDIENTE TECNICO – “ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE RECONSTRUCCION Y REHABILITACION, CARRETERA PIURA HUANCABAMBA, TRAMO BUENOS AIRES-CANCHAQUE”, 1999. Ministerio de Transportes y Comunicaciones Vivienda y construcción, Dirección General de Caminos.
- “ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DEFINITIVO PARA LA REHABILITACION DEL CAMINO VECINAL ANTABAMBA – HUANCAPAMPA”, 2007. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, PROVIAS NACIONAL.
- ARMCO “Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial” AMERICAN IRON, 1981.

- ARMCO, “Ficha Técnica” ALCANTARILLA MINIMULTIPLATE MP-68. CIRCULAR, 2005.
- VILLON Bejar, Máximo, “HIDROLOGIA”, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola, Lima, Perú, 2002.

ANEXOS

ANEXO A

“TABLAS”

TABLA A-1
COEFICIENTES DE DURACION – LLUVIAS ENTRE 48 Y 1 HORAS

DURACION DE LA PRECIPITACION EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

**Fuente: Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de
transito - MTC**

TABLA A-2

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING

Material	Coefficiente de Rugosidad (n)
Tubería de Concreto	0.011
Conducto de Albañilería de piedra	0.025
Tubería Metálica	0.024
Canal de Acero liso sin pintar	0.012
Canal Acero Corrugado	0.025
Canal de piedra con mortero	0.025
Canal Excavado de Tierra nuevo	0.018
Canal Excavado en Roca Suave y Uniforme	0.035
Terreno Excavado, con presencia de musgo y poca hierba	0.022
Canales sin mantención maleza tupida	0.080
Corrientes Menores , ríos rectos	0.030
Corrientes Menores, sinuosas, vegetación y piedra	0.045
Corrientes Menores, abundante vegetación, sinuoso	0.100
Planicies con Pastizales bajos	0.030
Planicies con cultivos	0.040
Ríos Principales con secciones regulares	0.025

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow.

TABLA A-3

INVENTARIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CAMINO RURAL

ANTABAMBA – HUANCAPAMPA Km. 00+000 – Km. 40+150

Progresiva (km)	Estructura	Tipo	Ø	Características Geométricas			Características	Observacion
			(")	L (m)	b (m)	h (m)		
00+020	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
00+300	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
00+600	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas mas quebrada	BC
00+800	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
01+550	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas mas quebrada	BC
01+850	Alcantarilla	TMC	18	5.50				MC
01+900	Alcantarilla	MC		8.00	1.40	1.30	toma de cunetas mas quebrada	BC
02+450	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
03+000	Baden			7.00	7.00			MC
03+100	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
03+590	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
04+000	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
05+200	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
05+950	Alcantarilla	MC		5.50	0.70	0.70	toma de cunetas mas quebrada	RC
07+100	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
07+650	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
08+350	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
08+600	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
09+400	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
11+450	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
11+850	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
15+500	Baden			10.00	7.00			BC
15+550	Puente	Concreto		9.00	4.00	6.00		BC
16+300	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
17+000	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
17+650	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
18+000	Baden			10.00	7.00			BC
18+150	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
18+800	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
19+050	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
20+050	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
20+650	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
21+560	Ponton	Concreto		7.00	4.00	6.00		BC
21+800	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	BC
22+750	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
23+800	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
25+550	Alcantarilla	TMC	18	5.50			toma de cunetas	RC
28+320	Ponton	Concreto		8.00	4.00	6.00		BC
40+170	Puente	Concreto		10.00	4.00	10.00		BC

BC= Buenas Condiciones

RC= Regular Condicion

MC= Malas Condiciones

TMC= Tubería Metalica Corrugada

MC= Alcantarilla Marco

Fuente: Elaboración propia

TABLA A-4

CN EN FUNCION DEL USO DEL SUELO Y EL USO HIDROLOGICO DEL SUELO

<i>Uso del Suelo</i>		<i>Grupo Hidrológico del Suelo</i>			
		A	B	C	D
Tierras cultivadas	con tratamiento de conservación	72	81	88	91
	sin tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Condición pobre	68	79	86	89
	Condición buena	39	61	74	80
Praderas		30	58	71	78
Bosques	Cubierta pobre	45	66	77	83
	Cubierta buena	25	55	70	77
Espacios abiertos: con césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	Buena condición: cubierta de pastos sobre más del 75% del área	39	61	74	80
	Condición aceptable: cubierta de pastos sobre el 50 a 75% del área	49	69	79	84
Áreas comerciales y de tiendas (85% impermeable)		89	92	94	95
Zonas industriales (75% impermeable)		81	88	91	93
Zonas Residenciales	Tamaño medio de la parcela (m ²)	Promedio de % impermeable			
	500	65	77	85	90
	1000	38	61	75	83
	1350	30	57	72	81
	2000	25	54	70	80
	4000	20	51	68	79
Tejados, parkings, superficies impermeables en general		98	98	98	98
Calles y carreteras	Pavimentadas, con bordillos y bocas de tormenta	98	98	98	98
	De grava	76	85	89	91
	De tierra	72	82	87	89

Fuente: Según el SCS (1972)

ANEXO B

**“REGISTROS PLUVIOMETRICOS DEL SERVICIO
NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA-
SENAMHI”**

TABLA B-1

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : ANTABAMBA /000748/DRE-12

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LONG. : 72° 53' "W"

LAT. : 14° 22' "S"

ALT. : 3639 msnm

DPTO. : APURIMAC

PROV. : ANTABAMBA

DIST. : ANTABAMBA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1966	19.3	21.9	24.0	5.9	18.8	0.0	1.7	4.3	6.7	18.8	22.4	26.2
1967	25.3	37.6	27.6	17.2	9.7	4.0	6.3	9.7	8.7	19.0	6.1	7.2
1968	23.9	24.2	28.0	7.3	1.5	10.5	6.5	16.0	2.8	31.7	24.2	14.8
1969	15.8	37.5	17.6	5.0	1.7	2.0	0.5	5.2	S/D	S/D	S/D	S/D
1970	S/D	S/D	32.4	4.7	6.1	1.0	3.6	2.3	34.8	11.5	9.7	34.8
1971	23.8	31.2	26.4	14.7	2.1	5.1	0.0	0.0	2.4	9.4	9.8	37.4
1972	31.4	30.0	15.7	10.3	10.3	0.0	0.8	5.1	33.0	25.0	7.4	17.7
1973	17.3	48.1	19.7	7.7	2.6	3.1	4.1	16.0	19.8	7.1	14.1	14.2
1974	22.0	48.4	19.5	8.2	10.2	17.3	0.6	27.5	7.0	6.1	11.0	11.2
1975	17.7	28.1	25.3	4.8	8.9	16.4	0.0	4.9	10.3	13.0	S/D	S/D

S/D = Sin Dato.

INFORMACION PREPARADA PARA EDDY TEOFILO SCIPION PINELLA
LIMA, 28 DE FEBRERO DE 2007

PROF. -
PARCER -

TABLA B-2

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA



ESTACION : CHALHUANCA II /007747/DRE-12
 PARAMETRO : **PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)**

LONG. : 73° 10' "W"
 LAT. : 14° 20' "S"
 ALT. : 2850 msnm

DPTO. : APURIMAC
 PROV. : AYMARAES
 DIST. : CHALHUANCA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1997	27.2	21.4	22.4	9.1	7.3	0.0	1.0	19.5	21.1	6.2	19.3	12.2
1998	29.6	22.4	27.6	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.1	10.3	22.8
1999	25.0	26.7	19.5	17.3	5.5	0.0	3.4	14.0	28.6	16.2	S/D	S/D

S/D = Sin Dato.

INFORMACION PREPARADA PARA EDDY TEOFILO SCIPION PINELLA
 LIMA, 28 DE FEBRERO DE 2007

INFORMACION
 PARCIAL O TOTAL

TABLA B-3

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA



ESTACION : CHALHUANCA /000747/DRE-12
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LONG. : 73° 10' "W"
LAT. : 14° 23' "S"
ALT. : 3358 msnm

DPTO. : APURIMAC
PROV. : AYMARAES
DIST. : COTARUSE

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1999	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	8.5	26.6
2000	26.9	23.4	28.2	18.2	S/D	4.3	S/D	7.2	6.9	13.8	17.7	14.2
2001	29.1	27.9	41.7	17.3	14.8	1.7	12.8	19.5	9.1	25.9	13.9	17.8
2002	25.7	21.5	29.6	9.4	2.7	2.9	18.8	14.1	9.2	24.2	25.8	17.3
2003	28.6	16.2	34.1	6.0	6.0	0.0	1.6	8.2	18.4	11.5	12.3	27.1
2004	19.6	41.0	15.7	13.7	1.1	9.3	16.4	8.2	9.2	9.8	9.4	8.4
2005	28.0	18.0	11.3	9.6	0.0	0.0	2.8	7.6	22.0	11.4	8.3	24.2
2006	22.1	56.4	31.2	16.7	0.0	0.0	0.0	7.9	2.9	28.8	27.0	11.3

S/D = Sin Datos.

INFORMACION PREPARADA PARA EDDY TEOFILO SCIPION PINELLA
LIMA, 28 DE FEBRERO DE 2007

PROHIBIDA LA REPRODUCCION
PARCIAL O TOTAL

ANEXO C

“PANEL FOTOGRAFICO”



Foto: 01 – cabezal de salida alcantarilla 01

Kilometraje : 00+020

Descripción: Alcantarilla existente TMC 18" cabezales de concreto
En buen estado de drenaje y conservación, faltando la cama de
entrega a la salida, el cual podría causar la erosión de la base.



Foto: 02 - alcantarilla existente 02, caja de ingreso

Kilometraje : 00+300

Descripción: esta alcantarilla se encuentra colmatada por sedimento
en esta vista se observa el cabezal de ingreso



Vista: 03

Kilometraje : 1+850

Descripción: Se observa la salida de la alcantarilla tipo marco la cual se encuentra en regular estado.



Vista: 04

Kilometraje : 1+850

Descripción: Alcantarilla tipo marco, se observa el cabezal de ingreso el cual se encuentra en mal estado la cual tendría que repararse ya que en este punto el agua es constante en todo tiempo



Foto: 05

Kilometraje : 2+500

Descripción: Se observa en el talud izquierdo material de deslizamiento por el momento estable, Así mismo se puede observar el desprendimiento de rocas de tamaño con un diámetro mayor a 1.00 mt.

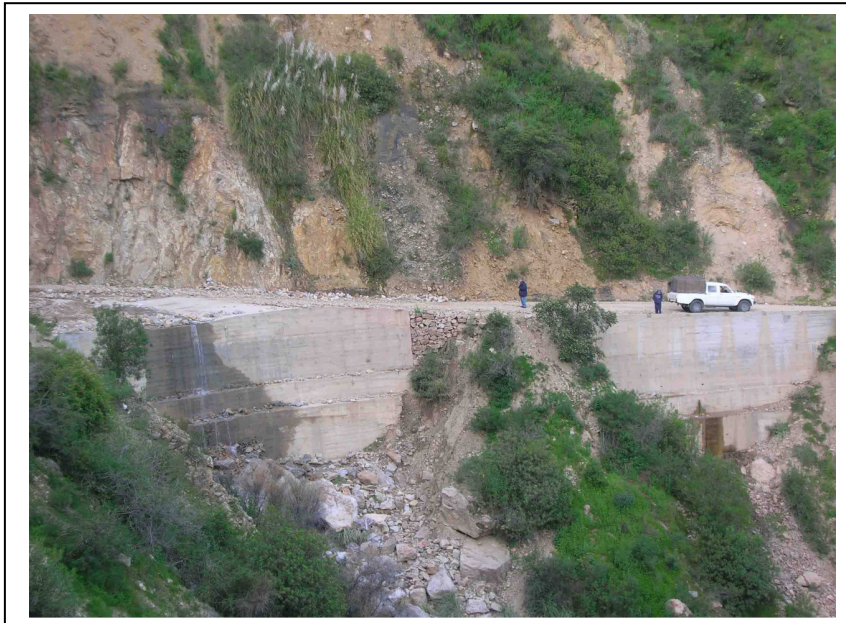
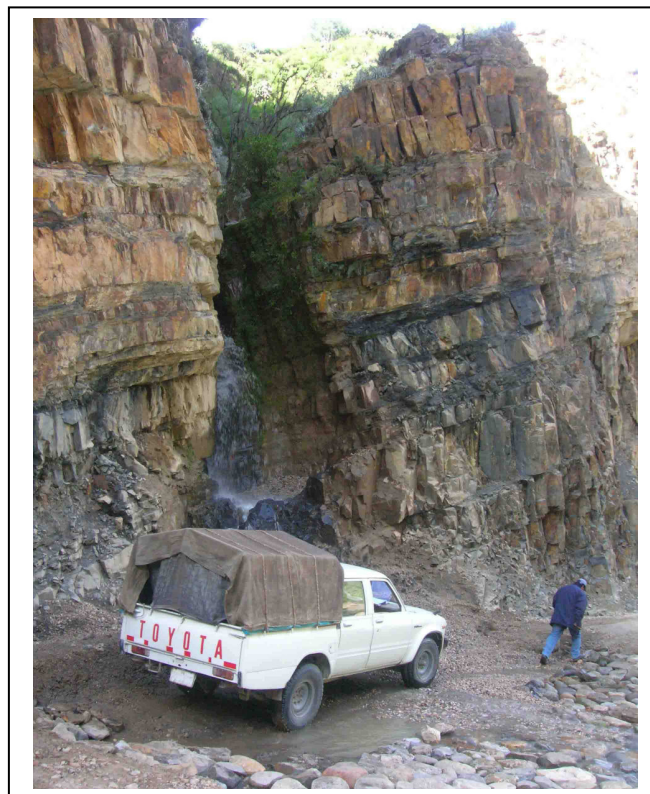


Foto: 06

Kilometraje : 3+000

Descripción: en esta visa se observa el cruce de agua por el badén, así mismo aguas abajo se observa la existencia de un muro de contención de aproximadamente L = 50 mt. y H= 6mt. en buenas condiciones.



Vista: 07

Kilometraje : 15+500

Descripción: Cruce de agua de quebrada en talud izquierdo, la región Apurímac esta en estos momentos está construyendo un badén de L= 10 mt. y H= 8.00 mt.



Foto: 08

Kilometraje : 18+050

Descripción: cruce de agua proveniente de quebrada esta cruza el camino por un badén deteriorado, actualmente la región está construyendo.



Foto: 09

Kilometraje : 21+000

Descripción: Puente Turisa en buenas condiciones.



Foto: 10
Kilometraje : 23+400
Descripción: cruce de agua de quebrada adyacente esta pasa por encima de la plataforma de la vía, se propone la construcción de un badén.



Foto: 11
Kilometraje : 27+550
Descripción: Se observa pontón el cual esta en proceso constructivo por parte de la región Apurímac.



Foto: 12

Kilometraje : 30+750

Descripción: cruce de agua proveniente de quebrada se propone la construcción de un badén.



Foto: 13

Kilometraje : 37+400

Descripción: propone la construcción de una alcantarilla de 18"



Foto: 14

Kilometraje : 39+150

Descripción: se propone la construcción de una alcantarilla TMC debido al escurrimiento de un canal de tierra en talud izquierdo la cual cruza al camino.



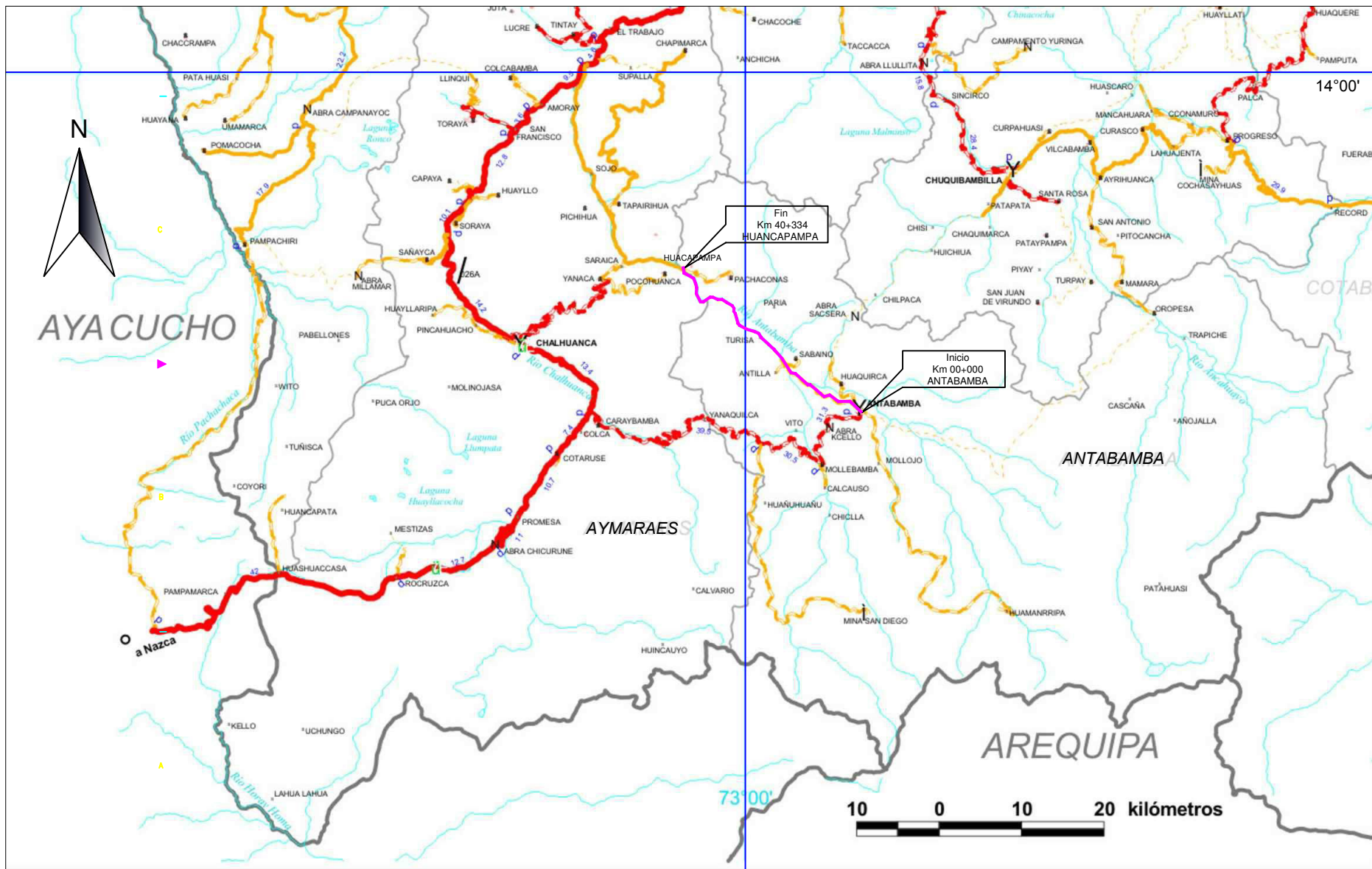
Foto: 15

Kilometraje : 00+000

Descripción: Vista donde se observa el BM ubicado en el pueblo de Antabamba

ANEXO D

“PLANOS DEL PROYECTO”



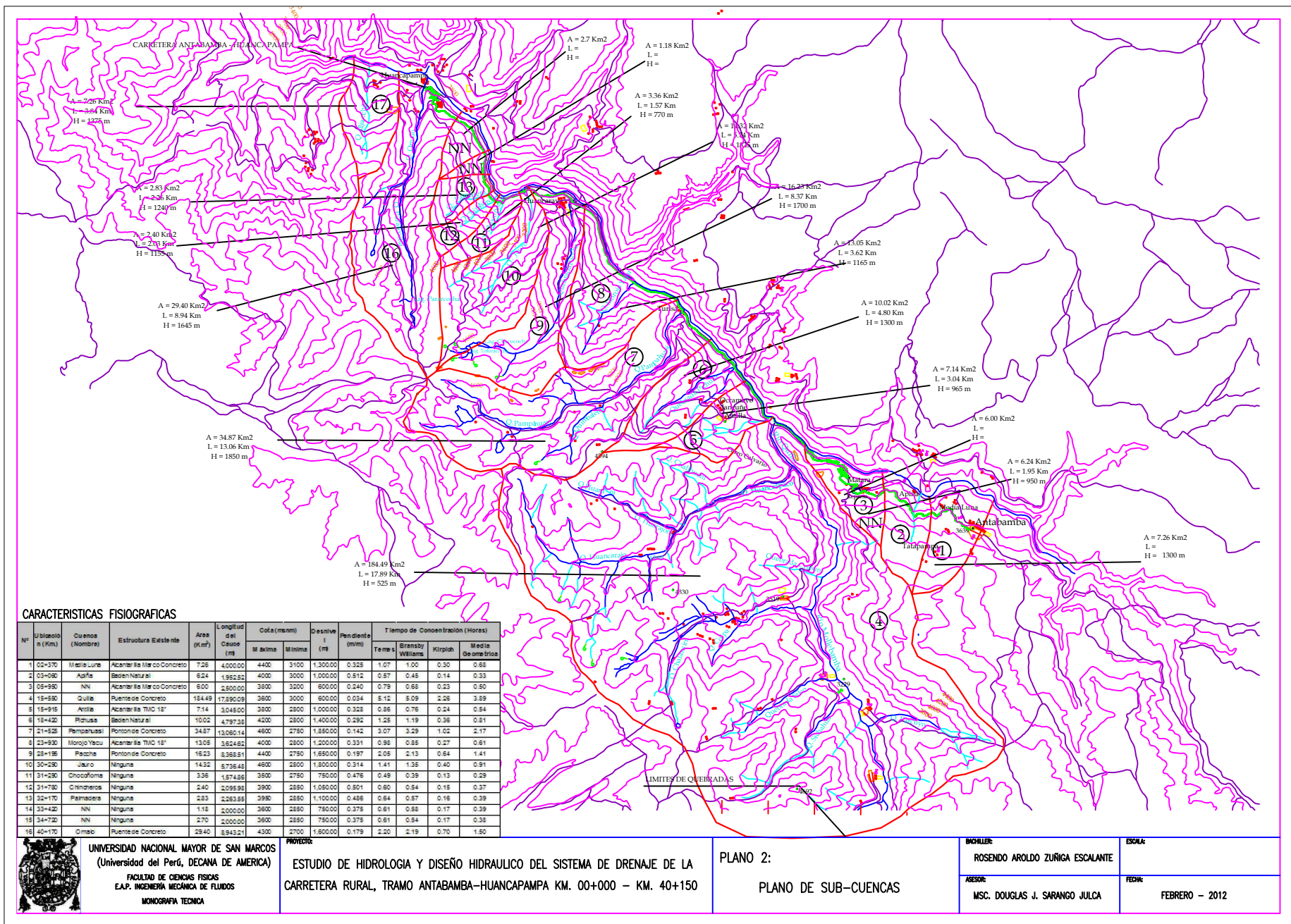
UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS
(Universidad del Perú, DECANA DE AMÉRICA)
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS
E.A.P. INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS
MONOGRAFÍA TÉCNICA

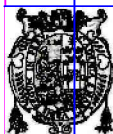
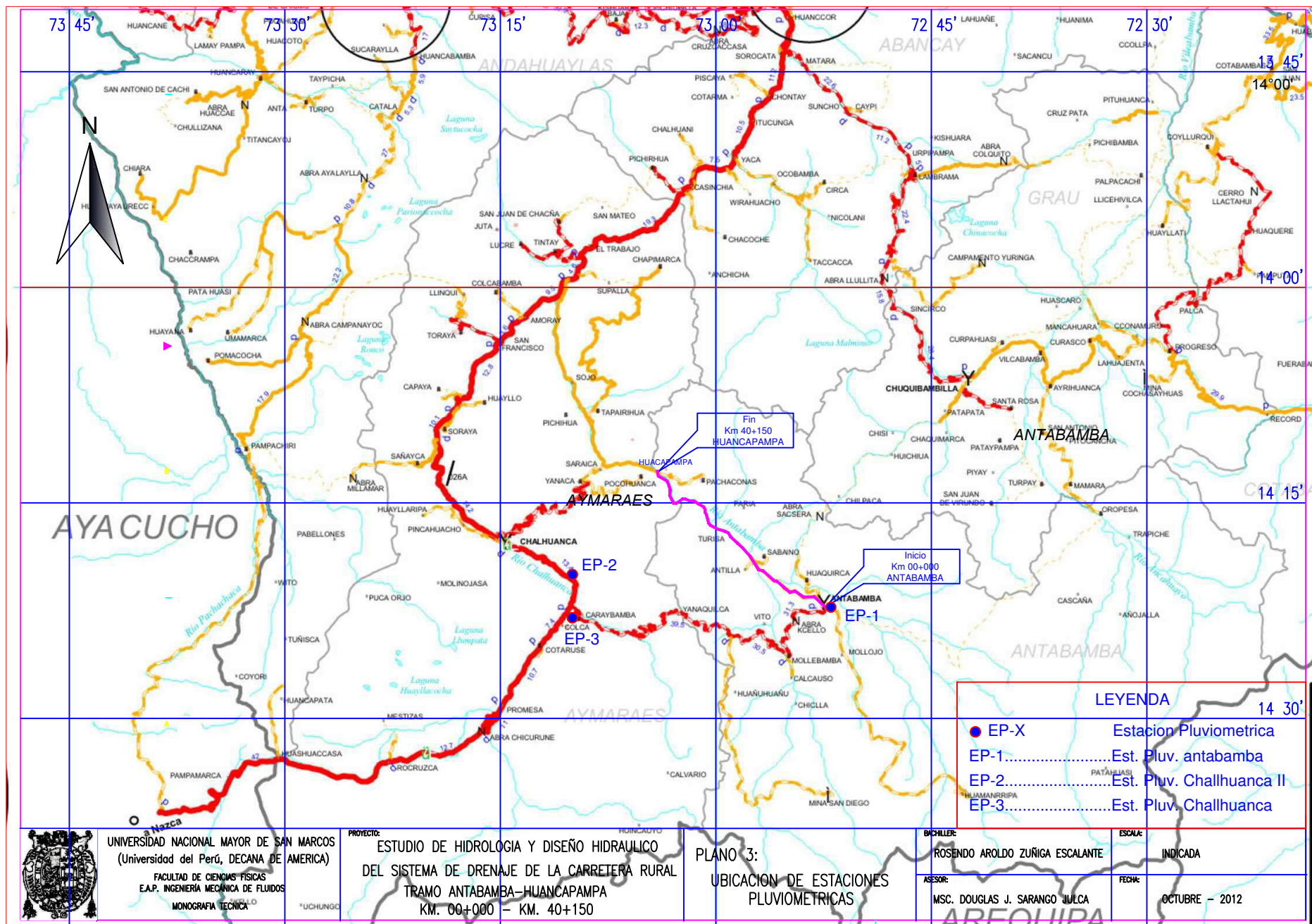
PROYECTO:
ESTUDIO DE HIDROLOGÍA Y DISEÑO HIDRÁULICO
DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA CARRETERA RURAL
TRAMO ANTABAMBA-HUANCAPAMPA
KM. 00+000 – KM. 40+150

PLANO 1:
UBICACIÓN DEL PROYECTO

BACHILLER:
ROSENDO AROLDO ZUÑIGA ESCALANTE
ASESOR:
MSC. DOUGLAS J. SARANGO JULCA

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
FEBRERO – 2012





UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS
(Universidad del Perú, DECANA DE AMERICA)
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS
E.A.P. INGENIERIA MECANICA DE FLUIDOS
MONOGRAFIA TECNICA

PROYECTO:
ESTUDIO DE HIDROLOGIA Y DISEÑO HIDRAULICO
DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA CARRETERA RURAL
TRAMO ANTABAMBA-HUANCAPAMPA
KM. 00+000 - KM. 40+150

PLANO 3:
UBICACION DE ESTACIONES
PLUVIOMETRICAS

DISEÑADOR:
ROSENDO AROLDO ZUÑIGA ESCALANTE
ASESOR:
MSC. DOUGLAS J. SARANGO JULCA

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
OCTUBRE - 2012

ANEXO E

“GLOSARIO DE TERMINOS”

GLOSARIO

ACUIFERO

Una o más capas subterráneas de roca o de otros estratos geológicos que tienen la suficiente porosidad y permeabilidad para permitir ya sea un flujo significativo de aguas subterráneas o la extracción de cantidades significativas de aguas subterráneas.

ALTURA LIBRE

Es la distancia vertical entre la cota de aguas máximas o de diseño y el fondo de vigas o cota inferior de la estructura del puente.

ARIDEZ

Condición climática permanente con muy baja precipitación anual o estacional.

CAUDAL

Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado.

CLIMA

Estado normal o medio de la atmósfera para un periodo temporal dado dentro del año y en una posición geográfica dada.

COTA DE AGUAS MÁXIMAS

Es la cota de aguas máximas esperada para el caudal de diseño.

CUENCA HIDROGRÁFICA

La superficie de terreno cuya escurrimiento superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia el mar por una única desembocadura.

CURVA INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

Es un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

DATO (DATA)

Una representación de hechos, conceptos, o instrucciones de una manera formalizada susceptible de comunicación, interpretación, o procesamiento ya sea por humanos o por medios automatizados.

DIVISORIA

Es una línea imaginaria que representa el límite entre las cuencas hidrográficas vecinas de dos cursos de agua.

ESTACION CLIMATOLOGICA

Lugar equipados con instrumental mecánico o digital que requieren la intervención de un operario para obtener datos meteorológicos de precipitación, temperatura, humedad del aire, dirección y velocidad del viento, radiación, evaporación, entre otros, para describir y explicar el clima de una región.

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Estaciones de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado.

ESTACIÓN HIDROLÓGICA

Puesto de observación situados sobre cuerpos de agua (ríos, quebradas, embalses, etc.) en donde se miden variables tales como los niveles y caudales. Adicionalmente en algunas estaciones se miden los sedimentos en corrientes y puntos estratégicos.

FENÓMENO EL NIÑO

Es el calentamiento anómalo de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que repercute en el clima mundial.

FENÓMENO DE LA NIÑA

Lo contrario al niño, es el enfriamiento cíclico de la temperatura del agua del Pacífico Oriental, que repercute en el clima mundial.

FISIOGRAFÍA

Relieve o geomorfología del lugar de estudio.

GRANIZADA

Precipitación de partículas de hielo (granizos), transparentes o parcial o totalmente opacas, en general de forma esferoidal, cónica o irregular, cuyo diámetro varía generalmente entre 5 y 50 mm que caen de una nube separadas o aglomeradas en bloques irregulares.

HEC-HMS

Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

HEC- RAS

Es un Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua a través de los ríos naturales y de otros canales.

HIDROGRAMA

Gráfico que permite ver el comportamiento del caudal acumulado durante la tormenta a través del tiempo de la misma.

HIDROGRAMA UNITARIO

Es un método lineal propuesto por Sherman en 1932, es un hidrógrama típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de esorrentía bajo el hidrógrama se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

HIDROGRAMA SINTÉTICO

Es un hidrógrama sintético que se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrógrama representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

HIETOGRAMA

Gráfico que permite conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo de la tormenta.

INDICADOR

Variables que muestran, resumen o identifican datos o que hacen visible o perceptibles fenómenos de interés y permiten cuantificar, cualificar, medir y comunicar de forma agregada una información relevante.

INTENSIDAD

Es la tasa temporal de precipitación, es la profundidad por unidad de tiempo (mm/h).

ISOTERMAS

Son líneas o curvas que representan el mismo valor de la temperatura, permiten trazar mapas, y ver su comportamiento.

ISOYETAS

Son líneas o curvas que representan el mismo valor de la precipitación, permiten trazar mapas, y ver su comportamiento.

LLUVIA

Precipitación de partículas de agua líquida en forma de gotas de diámetro superior a 0.5 mm, o de gotas más pequeñas y muy dispersas.

LUZ DEL TRAMO

Es la distancia comprendida entre ejes de estribos, en el caso de puentes de un tramo, o entre ejes de estribo y pilar y/o entre ejes de pilares, en el caso de puentes de más de un tramo. En el caso de puentes de un solo tramo, la luz y la longitud del puente son iguales.

LUZ DE CÁLCULO

Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo.

METODO RACIONAL

Método que estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca.

MODELO DE DISTRIBUCION

Arquetipo digno de ser utilizado o imitado y que se toma como pauta a seguir.

NEVADA

Precipitación de cristales de hielo aislado o aglomerado que cae de una nube.

NUMERO DE CURVA

Son números que han sido determinados y tabulados por el Soil Conservation Service, con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra.

PARÁMETRO

Es un elemento descriptivo de una variable o una característica numérica de la misma (media, mediana, varianza, rango, etc.).

PERIODO DE RETORNO

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada " t " años.

PIEZÓMETRO

Es un tubo sellado longitudinalmente, abierto por su parte inferior de modo que pueda intercambiar agua con el acuífero, y abierto a la atmósfera por su parte superior. Es un instrumento necesario para las mediciones de campo.

PRECIPITACION

Caída de un conjunto de partículas, con formas de lluvia, llovizna, nieve, nieve granulada, granizo y gránulos de hielo.

RECURSOS HIDRICOS NATURALES

Son los recursos de agua totales que fluyen en los ríos y acuíferos en un intervalo de tiempo (generalmente un año) como representación del promedio o valor correspondiente a una probabilidad dada.

RIESGO

Probabilidad o proximidad de una ocurrencia de un evento que provoque un daño o peligro.

RIESGO POTENCIAL

Es la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente perjudicial, fenómeno o actividad que pueda causar la pérdida de vidas, daños a la propiedad, ruptura social y económica o degradación medioambiental.

SEQUÍA

La sequía es un rasgo recurrente del clima que se caracteriza por la escasez temporal de agua.

SITUACIÓN DE RIESGO

Es la acción de poner en situación de riesgo a bienes o personas que son vulnerables a ese riesgo. Puede cuantificarse como las pérdidas esperadas debido a un tipo de riesgo potencial en un ámbito territorial dado y en un período de referencia (riesgo potencial * vulnerabilidad = situación de riesgo).

SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Agencia federal de estados Unidos que trabaja en asociación con el pueblo americano para conservar y mantener los suelos y recursos naturales.

SUBCUENCA

La superficie de terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia un determinado punto de un curso de agua (generalmente un lago, embalse o una confluencia de ríos).

TIEMPO ATMOSFÉRICO

Es el estado de la atmósfera para un período breve de tiempo en un lugar geográfico particular.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida.

VARIABLE

Es una propiedad o elemento que puede tomar valores.